

DIE ENTWICKLUNG DES EISENBETONBAUES IN FINNLAND UND DIE EINFÜHRUNG DER BAUKONTROLLE.

Von Otto Weyerstall, Beratender Ingenieur, Helsingfors.

„Das Beste, was der Mensch dem Menschen geben kann, ist die Anregung, die er in Wort und Tat hinterläßt. Ihre Wirkung ist unvergänglich. Sie bleibt auch bestehen, wenn längst der Name und die Leistung als solche vergessen ist.“

Dieser Ausspruch meines hochverehrten Lehrers, des leider viel zu früh verstorbenen Geheimrats Prof. Dr. Max Verworn,

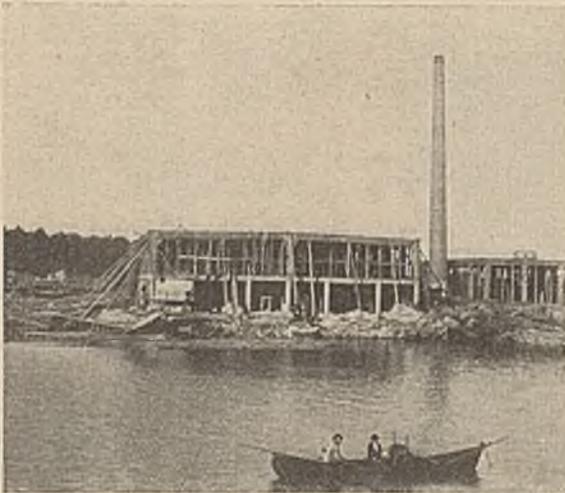


Abb. 1. Sägewerk Lauritsala.

Zu jener Zeit gab es weder ausgebildete noch besonders praktische Fachleute, also weder Ingenieure und Bauleiter noch Facharbeiter, und trotzdem wurden im ersten Jahre der Einführung des Eisenbetons in Finnland schon derart umfangreiche Eisenbetonbauten ausgeführt, wie sie, um nur einige zu nennen, die ich in meiner Eigenschaft als technischer Leiter der Firma Carl Meyer & Sohn zu bearbeiten hatte, der Bau des Lauritsala-Sägewerks, der nunmehr staatlichen Zellstoffabrik Gutzeit & Co., Kotka, der Neubau der Zellstoffabrik des Kammerherrn Linder in Lojo, der Tammerforscher Weberei Ruuskanen und der Hutfabrik Naparstok in Tammerfors darstellen; ganz abgesehen von den verschiedenen Behältern für Säure und Laugen, Wasserbehältern und Türmen und den schon erwähnten Ausführungen der mannigfachsten Eisenbetondeckensysteme im Wohn- und Geschäftsbau.

Damals schon unterhielt Prof. Castrén neben seiner Stellung als Lehrer an der Technischen Hochschule ein Konstruktionsbüro. Er ist auch bis heute dem Eisenbeton treu geblieben, obwohl er verschiedentlich den Posten als Verkehrsminister bekleidete und seit längeren Jahren als Generaldirektor der finnischen staatlichen Eisenbahnen fungiert.

Wenn Sie sich in das Jahr 1906 zurückversetzen und sich vergegenwärtigen, daß wir durch den Mangel an geeigneten Fachleuten gezwungen wurden, auf den Baustellen handgreiflich mitzuwirken als Einschaler, Eisenbieger, Betonstamper und im Büro als Konstrukteur, Statiker und Zeichner, um die zur Verfügung stehenden Leute einigermaßen anzulernen, so werden Sie es begreiflich finden, daß uns eine solche Arbeit bald völlig erschöpfte. Es sind daher damals Fehler gemacht worden, sowohl im Büro als auch an der Baustelle, und trotzdem haben wir in Finnland so gut wie keine Einstürze zu verzeichnen gehabt.

Der Bau des Lauritsala-Sägewerkes ist ein typischer Vertreter der Großbauten, die bereits 1906 in Finnland, also im

würdigt treffend auch die Bedeutung des Deutschen Betonvereins für die Entwicklung der Eisenbetonbauweise. Wenn wir diese Entwicklung überblicken, so wird es uns, genau wie in allen anderen Wissenschaften, klar, daß auch im Eisenbeton noch eine Menge Probleme auf ihre Lösung warten. Es gilt dies nicht allein für die empirische und theoretische Erforschung, sondern auch vor allen Dingen dafür, das für jedes Land geeignetste Arbeitssystem weiter auszubilden. Wir haben in Finnland zum Glück nicht den Kampf um die Machtstellung zwischen Eisenbeton- und Eisenkonstruktion zu führen, wie Sie in Deutschland, jedoch gilt es ebenso für Sie wie für uns, Arbeitsmethoden zu schaffen, die uns zu quantitativen und qualitativen Höchstleistungen befähigen, wenn wir in jeder Hinsicht konkurrenzfähig bleiben wollen. Daß wir uns hierbei der Erkenntnisse der Physiologie und Psychologie bedienen müssen, unterliegt für mich keinem Zweifel. Ich habe diesen Gedanken bereits vor einigen Jahren in unserer Fachzeitschrift Byggaren zum Ausdruck gebracht.

Wenn ich die finnischen Verhältnisse betrachte und sehe, daß seit langen Jahren kein massiver Bau ohne Eisenbetondecken ausgeführt wird, so glaube ich behaupten zu dürfen, daß es in ganz Europa wohl kein Land gibt, welches die Eisenbetonbauweise so vorbehaltlos und wohlwollend aufgenommen hat, wie Finnland. Die eigentliche Entwicklung des Eisenbetons in Finnland beginnt mit dem Jahre 1906. Es war zu jener Zeit nur ein einziger finnischer Eisenbetonkonstrukteur vorhanden, welcher gleichzeitig über hervorragende statische Kenntnisse verfügte, nämlich der damalige Lektor und spätere Professor an der Technischen Hochschule zu Helsingfors, Jalmar Castrén.

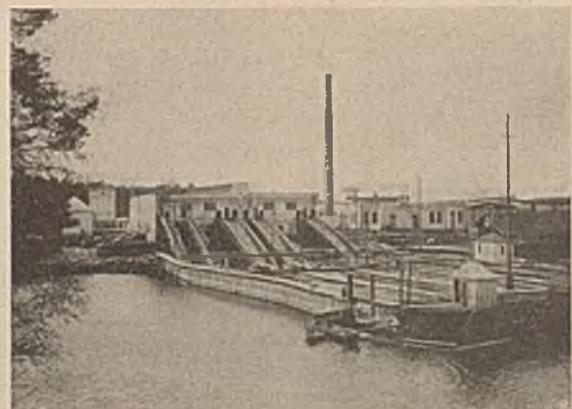


Abb. 2. Sägewerk und Kesselhaus der früheren Firma F. & I. Salvesen & Co., nunmehr zum Kaukas-Konzern gehörend. Ausführung: Carl Meyer & Sohn. Ingenieur: Otto Weyerstall.

ersten Jahre der Einführung des Eisenbetons, ausgeführt wurden (Abb. 1 u. 2).

Das Sägehaus besitzt eine Länge von 56,50 m und eine Breite von 30,5 m und besteht aus zwei Stockwerken. Das

obere Geschoß wurde auf Wunsch des Bauherrn in Plattenbalkenbauweise ausgeführt. Die Spannweite der Balken im oberen Geschoß beträgt nach jeder Seite hin 15,25 m, sie sind in der Mitte und an den Wänden durch Eisenbetonsäulen gestützt. Die Dachplatte ist in der Mitte durch eine Laterne von 2,50 m Breite unterbrochen. Die Eindeckung erfolgte als Holzzement-

dach. Die Außenwände des Gebäudes bestehen aus Kalksandziegeln mit Drahteinlagen. Der Bau wurde direkt am Strande des Saima-Sees auf gewachsenen Felsen ausgeführt. Trotz-

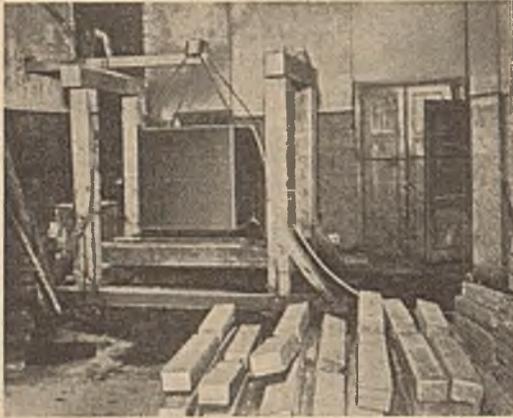


Abb. 3. Vorrichtung zur Ermittlung der Biegedruckfestigkeit von Probekbalken.

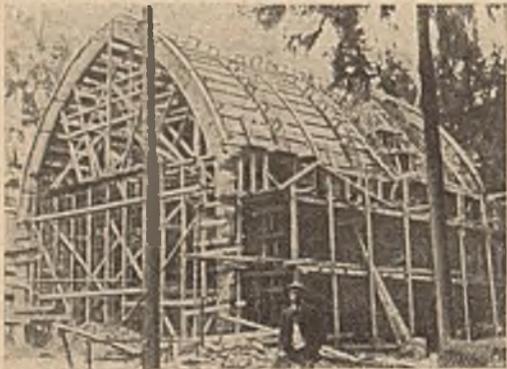


Abb. 5. Kirche in Ingerois.
Zweigelenkbogenbinder in Schalung.



Abb. 6. Kirche in Ingerois.



Abb. 7. Kirche in Ingerois.
Ausführung: Helsingfors Cement & Asfaltaffar 1910.
Architekt: Birger Federley, Tammerfors.
Ingenieur: O. Weyerstall.

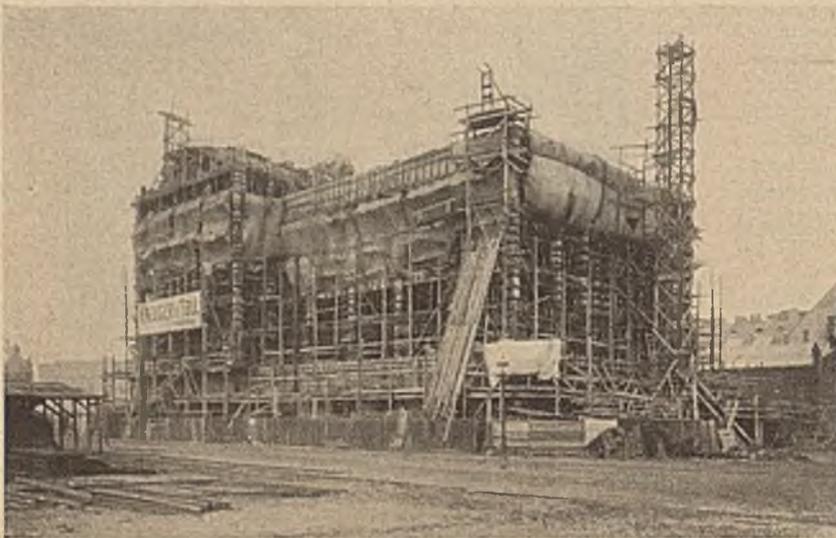


Abb. 8. Magazingebäude des Helsingfors Magazins A.B.
Die Art der Frostschutzverkleidung ist veraltet.
Ausführung: Kreuger & Toll. Architekt: Prof. Lars Sonck.

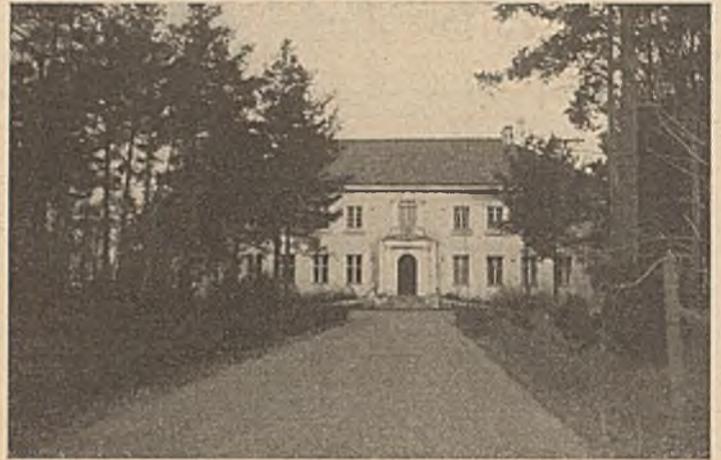


Abb. 4. Direktorwohnhaus der Lojo-Zementfabrik in Gerknäs, ausschließlich aus Betonsteinen errichtet mit Zwischendecken aus Eisenbeton. Architekt: Cajanus.

dem wurde damals behauptet, daß das Gebäude innerhalb zwei Tagen einstürzen würde, da ein so weitgespannter Bau so große dynamische Erschütterungen nicht aushalten könnte.

Über die eigentlichen Verhältnisse im Lande der tausend Seen (oder richtiger gesagt der hunderttausend Seen) wäre es nötig, ein mehr detailliertes Bild zu geben. Ich möchte nur soviel erwähnen, daß gerade Finnland mit seinen unermeßlichen Waldungen, den weit gestreckten Granitformationen und den unerschöpflichen Sandbeständen für den Eisenbetonbau geradezu prädestiniert ist. Ebenso ist der finnische Arbeiter eine nicht zu verachtende Arbeitskraft, wenn er nur die richtige Schulung und Leitung erhält. Er ist relativ schnell eingearbeitet und besonders die Schalungsarbeiter bzw.

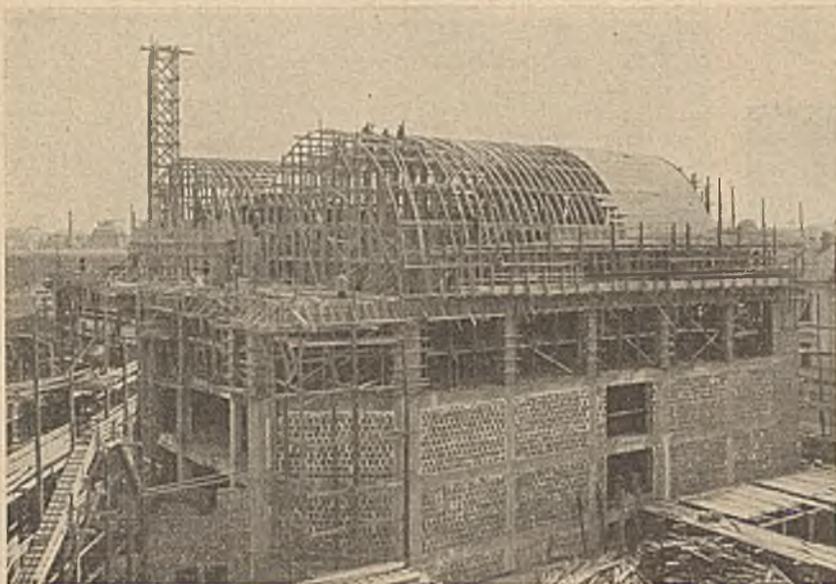


Abb. 9. Geschäftshaus des A.B. Nikolajeff in Helsingfors.
Ausführung: Kreuger & Toll. Architekt: Jarl Eklund.

Zimmerleute gehören wohl mit zu den besten Europas. Nur mit den Betonarbeitern entstehen manchmal Schwierigkeiten, da diese, wohl infolge der unerschöpflichen Wassermengen des Landes, stets geneigt sind, dem Beton einen zu großen Wassergehalt zuzuführen.

Die Entwicklung des Eisenbetons in Finnland ist, das möchte ich besonders bemerken, durch die gleichzeitige Entwicklung der Industrie sehr gefördert worden, die dem Eisenbetonbau große Aufgaben stellte, und zwar nicht allein in Form von Gebäuden, sondern daneben von Behältern, Kanälen, Wassertürmen und Holländern und vielem anderen. Außerdem wurden die mannigfachsten Straßenbrücken sowie Bogenbrücken für die Eisenbahn bis 80 m Spannweite ausgeführt und in letzter Zeit ebenfalls größere Straßenbauten.

Es muß jedem einleuchten, daß diese unaufhaltsame und glanzvolle Entwicklung des Eisenbetons nur dadurch möglich war, daß Finnland in den ersten Jahren der Einführung der Eisenbetonbauweise keine Bauinspektion hatte, deren Beamten hindernd in den Fortschritt der Entwicklung eingreifen konnten. Erst im Jahre 1911, nachdem auch schon naturgemäß eine Anzahl ausgebildeter Fachleute vorhanden war, wurde in Helsingfors die städtische Bauinspektion eingeführt.

Im übrigen ist es in Finnland so, daß der Architekt sich überhaupt nicht mit statischen Fragen befaßt, sondern sich als akademisch aus-

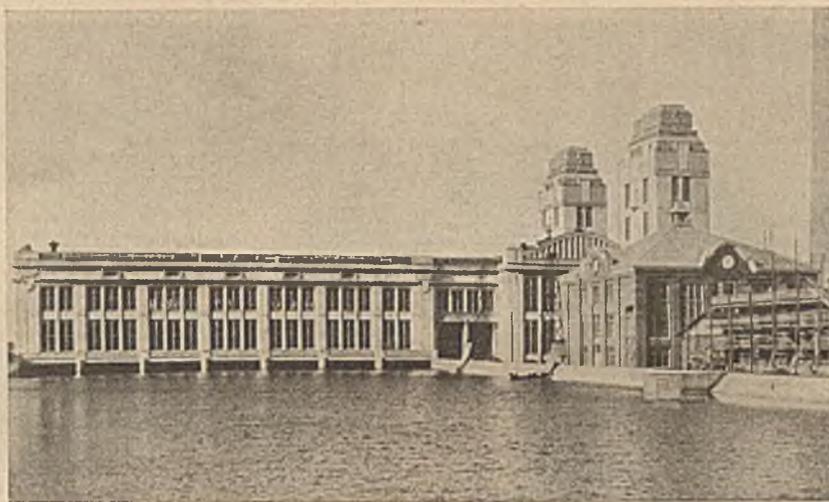
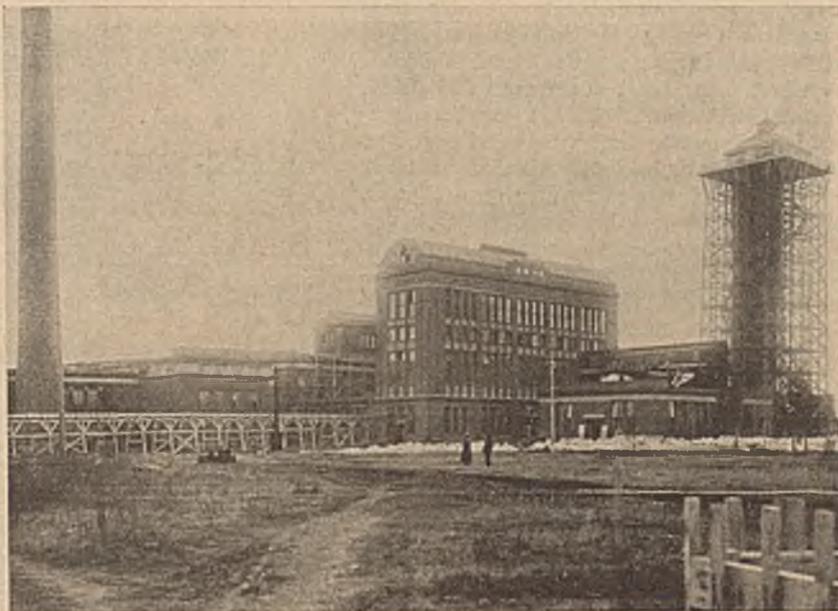


Abb. 10. Papierfabrik des A.B. Ahlström in Varkaus.
Ausführung: Kreuger & Toll. Architekt: Valter & Ivar Thomé.

Abb. 11. Zellstofffabrik A. B. Kemi O. Y. in Karihaara.
Ausführung: Kreuger & Toll. Architekt: Valter Thomé.



gebildeter Architekt in der Hauptsache auf die künstlerischen Fragen, die mit dem Bauwerk verknüpft sind, beschränkt, wobei ihm selbstredend auch die Gliederung des Bauwerks, die Aufteilung der Einzelräume und Anfertigung der Zeichnungen (mit Ausnahme der konstruktiven) obliegt.

Wird seitens des Bauherrn ein beratender Ingenieur, der gleichzeitig als Bauaufsichtsführender fungieren soll, hinzugezogen, so erfolgt häufig die Ausarbeitung der Arbeitsbeschreibung und des Kontraktes durch Architekt und Ingenieur gemeinsam, wobei auch schon vor Vergebung der Arbeiten die statische Gliederung des Bauwerkes erörtert wird. Meistens werden die Bauten an einen Unternehmer vergeben, wenn es in einzelnen Fällen auch vorkommt, daß der Bauherr die Bauten unter eigener Regie mit eigenen Leuten und eigenen Maschinen durchführt.

Beim Übergang zur Frage der Baukontrolle möchte ich, ganz unabhängig von den finnischen Verhältnissen, drei Fälle unterscheiden, und zwar

1. Staatliche oder städtische Kontrolle, die im letztgenannten Falle als Bauinspektion fungiert und dementsprechend mit den nötigen Machtmitteln ausgerüstet ist;

2. Kontrolle seitens eines vom Bauherrn berufenen Vertrauensmannes, welcher als Architekt oder Zivilingenieur in gewissem Umfange manchmal eine über die Forderungen der baupolizeilichen Behörde hinausgehende Baukontrolle ausübt;

3. die Materialprüfung, die an der Baustelle oder in einer Materialprüfungsanstalt oder von beiden gemeinsam ausgeführt wird.

Hinsichtlich des ersten Falles, der behördlichen Inspektionen, wurde schon erwähnt, daß in Helsingfors eine geordnete Bauinspektion erst seit dem Jahre 1911 besteht.

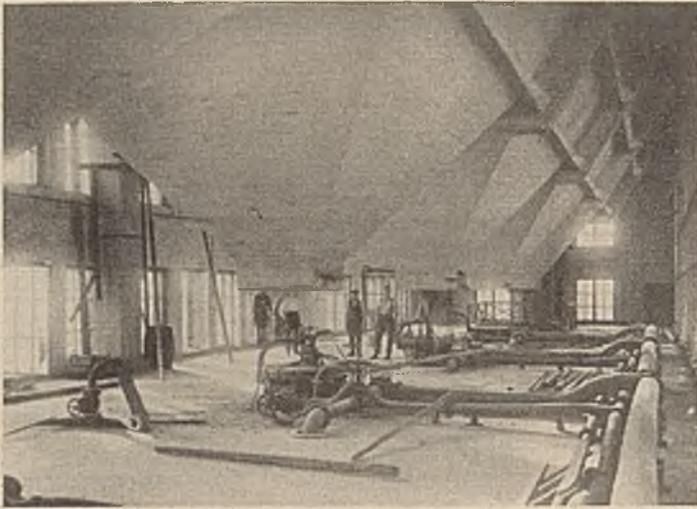


Abb. 12. Silotrichter in der Zellstoffabrik in Karihaara.



Abb. 13. Speichergebäude des Helsingfors Magazins A.B. in Busholmen bei Helsingfors. Ausführung: Kreuger & Toll. Architekt: Prof. Lars Sonck.

Als erster Bauingenieur in der städtischen Bauinspektion der Hauptstadt Finnlands, Helsingfors, wurde seitens der Stadt der Ingenieur Arthur E. Nikander angestellt, den als Assistent Ing. Roiha in der Kontrolle der Konstruktionen und statischen Berechnungen unterstützte. Erster Bauinspektor war der inzwischen verstorbene Architekt Mauritz Gripenberg, welchem der Architekt Mallander zur Seite stand. Außerdem fungiert heute ein sog. Fassadenprüfungskomitee, welchem es obliegt, zu überwachen, daß das Stadtbild nicht durch einzelne verpfuschte Fassaden zerstört wird. Erst im vorigen Jahre wurden durch den Staatsrat die ersten finnischen Eisenbetonvorschriften bestätigt. Sie sind vom technischen Ausschuß des finnischen Betonvereins in den letzten Jahren ausgearbeitet worden.

Wenn ich nunmehr den dritten Fall der Baukontrolle, nämlich die Materialprüfung berühre, so hat der Deutsche Beton-Verein mit der Einführung der Baukontroll-Leitsätze im Jahre 1927 richtunggebend gewirkt. Ich bin davon überzeugt, daß diese Art der Baukontrolle immer weitere Verbreitung gewinnen wird, besonders wenn der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton erst einmal entsprechende Vorschriften in die Eisenbetonbestimmungen aufgenommen hat. Besonders wertvoll erscheint mir hierbei die Einführung der Balkenprobe,

die erst durch die Konstruktion eines einfachen Gerätes praktisch durchführbar wurde.

Wie Herr Oberbaurat Dr. von Emperger seit langen Jahren für die Prüfung des Betons mittels der Balkenprobe eintritt, so habe ich mich in Finnland seit über 20 Jahren für die offizielle Anerkennung der Balkenprobe eingesetzt. Es ist doch auch selbstverständlich, daß ein Konstruktionsglied, welches im fertigen Bauwerk auf Biegung beansprucht wird, auch als Probekörper auf Biegung geprüft werden muß. Daß dabei rein theoretisch parallel zur Balkenprobe die Würfelprobe ausgeführt werden kann, bedarf keiner Erwähnung, jedoch sollte zum mindesten untersucht werden, welche Einspannungsmöglichkeiten für den Würfel in Frage kommen können, da ja die Untersuchungen des Herrn Prof. Dr. Gehler klar erwiesen haben, daß beim Abdrücken der Probewürfel zwischen eingefetteten Druckplatten nur die Hälfte der nach dem üblichen Verfahren ermittelten Druckfestigkeiten erreicht wird.

In diesem Zusammenhange möchte ich Ihnen einmal drastisch vor Augen führen, welche Schwierigkeiten die Prüfung an der Baustelle früher erforderte, indem ich Ihnen ein Bild (Abb. 3) meiner Untersuchungen der finnischen Zemente vorführe, die eine wahre Quälerei und eine ungeheure Zeitverschwendung bedeuteten. Ein Kommentar zu diesem Bilde ist wohl überflüssig. Dabei wurden auch diese Prüfungen in sparsamster Weise durchgeführt, indem die meisten Balken als Konsolauflagerungen belastet wurden. Auf diese Weise dauerte die Bruchprüfung mit allem Drum und Dran für einen einzigen Balken etwa 30 min, während heute mit dem Prüfungsapparat des Deutschen Beton-Vereins die Biegungs-Druckfestigkeit innerhalb höchstens 3 min einwandfrei festgestellt werden kann.

Die klimatischen Verhältnisse in Deutschland und Finnland sind so verschieden, daß eine absolute Vergleichsmöglichkeit in ihrer Auswirkung auf das Bauen nicht besteht. Während die

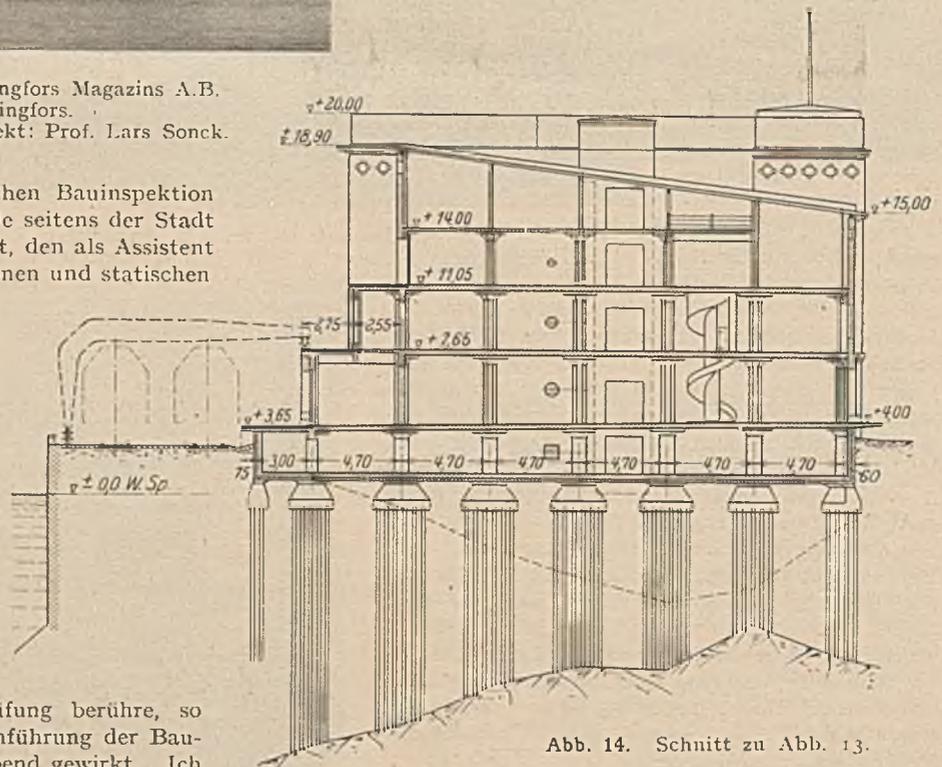


Abb. 14. Schnitt zu Abb. 13.

deutschen Vorschriften das Betonieren bereits bei -3°C im allgemeinen verbieten, verlangen die finnischen Vorschriften nur die Erwärmung der gebräuchlichen Materialien auf mindestens $+3^{\circ}\text{C}$ und maximal $+40^{\circ}\text{C}$. Besondere Maßregeln,

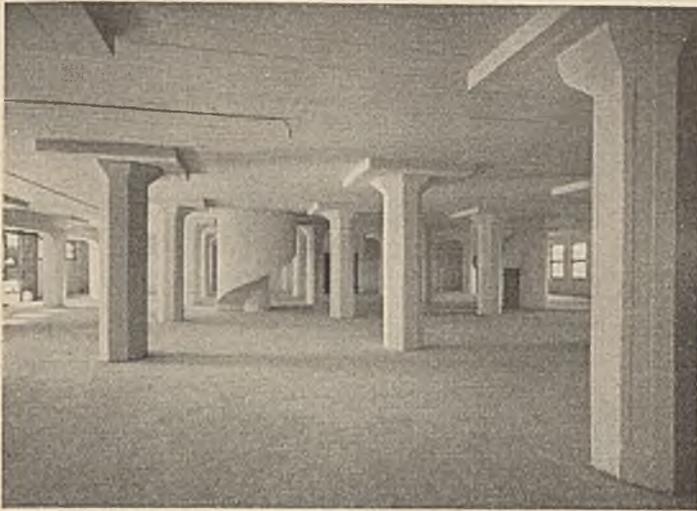


Abb. 15. Inneres des Speichers.

wie die Erwärmung der einzelnen Bauteile, werden nur dann verlangt, wenn die Temperatur einen Kältegrad von 15°C aufweist. Es ist bei uns so, daß, sobald z. B. der Beton für eine

Wir sind ja heute in der glücklichen Lage, mit den Probekörpern die Betonbiegungsdruckfestigkeit zu jeder Zeit genau festzustellen, so daß die Gefahr eines Einsturzes durch



Abb. 16. Staatliche Industrieschule in Helsingfors.
Ausführung: A. B. Tektor O. Y.
Architekt: J. A. Waskinen.

zu frühzeitiges oder leichtfertiges Ausschalen vermieden werden kann.

Während schon jahrelang vor dem Kriege in Deutschland eine umfangreiche Literatur über Eisenbeton bestand und auch



Abb. 17. Sauretürme der Zellstofffabrik Hackman & Co. in St. Johannes. Ausführung: Richard Helander.
Architekt: Uno Ullberg, Wiborg. Die aufgehenden Holztreppe sind im Beton der Turmwände verankert.

Zwischendecke eingebracht ist, dieselbe mit einem Strohlager oder Strohmatte eingedeckt und mit Heißdampf erwärmt wird, wodurch eine Frostwirkung auf den frisch eingestampften Beton so gut wie vermieden wird.

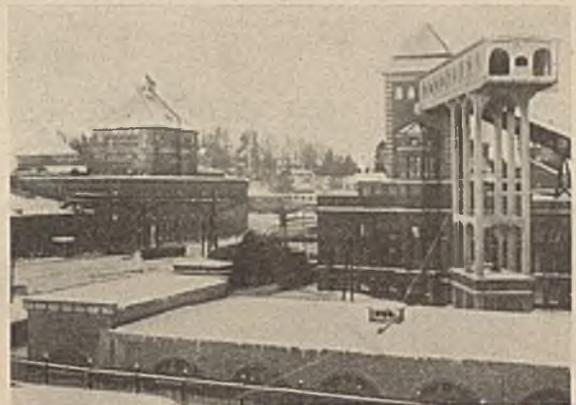


Abb. 18. Seilbahnack und Kraftzentrale der Kaukas-Fabrik in Willmanstrand. Ausführung: Cementbyggnads A. B.
Gesamtentwurf: Ing. O. Weyerstall.

ungeheure Summen für Materialforschungen ausgegeben waren, besaßen wir in Finnland bis zum Jahre 1912 überhaupt keine diesbezügliche Literatur in der schwedischen Sprache. Während eines sechswöchigen Baustreiks im Sommer 1912 konnte ich,

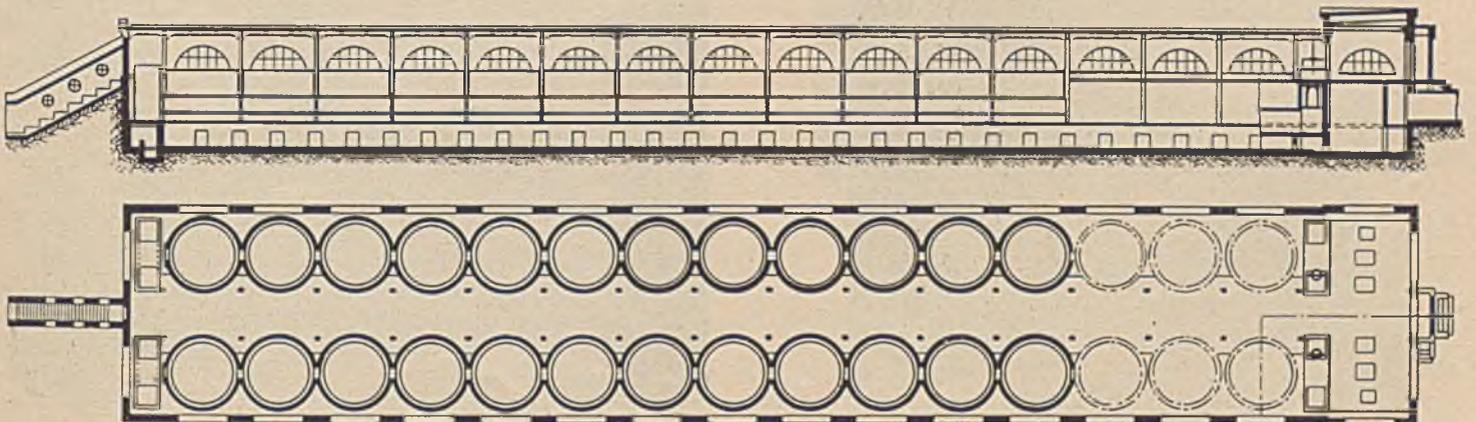


Abb. 19. Filterwerk der Kaukas-Fabrik in Willmanstrand. Ausführung: A. B. Järn- und Betonbau. Gesamtentwurf: Ing. O. Weyerstall.
Grundriß und Längsschnitt. Filter: System „Rappen“ mit $2500\text{ m}^3/\text{h}$ Filterleistung.

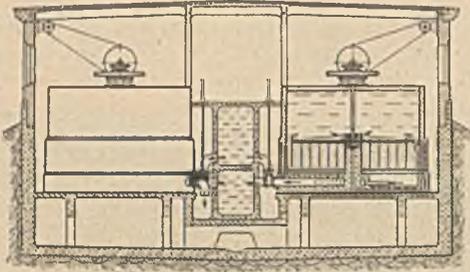


Abb. 20. Wie 19. Querschnitt.

hierzu veranlaßt durch das Drängen verschiedener Personen aus der Baubranche, das erste in schwedischer Sprache verfaßte Lehrbuch herausgeben, wovon kurz darauf eine Extraauflage für Schweden durch die angesehene Verlagsfirma P. A. Nordstedt & Söner in Stockholm herausgegeben wurde. Auch in Schweden war das Lehrbuch infolge Fehlens einschlägiger Literatur sofort vergriffen. Im April 1913 wurde dann dieses Lehrbuch von dem Baumeister, jetzigen Stadtrat Yrjö Similä, auch in die finnische Sprache übersetzt. Dieses Lehrbuch war in der Hauptsache für den Bauleiter bzw. Bautechniker bestimmt. Wir haben schon seit vielen Jahren in Finnland keine neue Eisenbetonfachliteratur in Buchform erhalten, da auch ich durch starke Geschäftsinanspruchnahme nicht in der Lage war, eine neue Auflage erscheinen zu lassen. Allerdings besitzen wir in unseren Fachzeitschriften immerhin genügend Fachliteratur, um der Entwicklung folgen zu können.

Der Weltkrieg hatte eine vollständige Baustagnation zur Folge, jedoch hatte inzwischen die Pargas Kalkbergs A. B. in Pargas eine Zementfabrik errichtet, so daß Finnland vom Auslande weniger abhängig wurde. Während des Weltkrieges wurde dann die Lojo-Zementfabrik erbaut, die beiden Leiter dieser Fabriken, Herr Bergrat Emil Sarlin in Pargas und Herr Direktor Petter Forsström in Lojo, haben sich sehr große Verdienste erworben.

Sofort nach Beendigung des Krieges kehrte ich nach Finnland zurück. Ich hatte damals das Vergnügen, an den Vorbereitungen zur Gründung eines Bauarbeitgeberverbandes teilzunehmen und auch die Gründung durchzuführen.

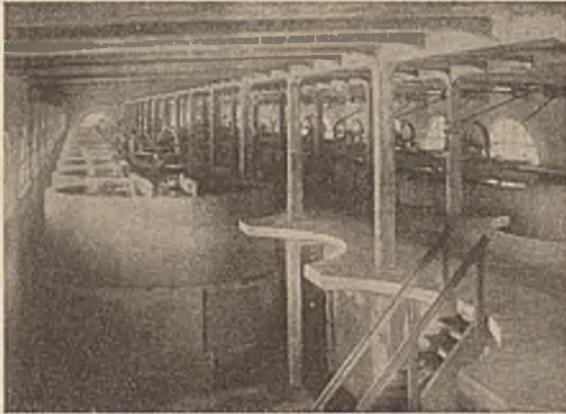


Abb. 21. Wie 19. Blick auf die Eisenbetonfilter mit Rührwerken.

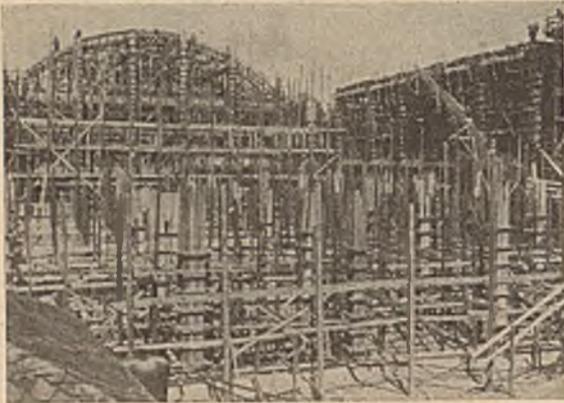


Abb. 22. Staatliche Zellstofffabrik Enso A. B. in Enso. Ausführung: Skånska Cementgjuteriet. Architekt: Uno Ullberg, Wiborg.



Abb. 24. Geschäftshaus, außerdem enthaltend Bankräume und Hotel, des A. B. Unionbanken in Helsingfors. Granitverkleidung des Sockels, darüber steinmetzmäßig verarbeiteter Terastputz. Ausführung: A. E. Nikander. Architekt: P. E. Blomstedt. Ingenieur: O. Weyerstall.



Abb. 23. Wie 22. Straßenansicht der Eisenbetonskelettbauten mit Ziegelverkleidung.



Abb. 25. Wohnhaus und Geschäftshaus der A. B. Kalliolinna in Helsingfors. Ausführung: A. E. Nikander. Architekt: Prof. Lars Sonck.



Abb. 26. Wie 27. Bau mit Winterverkleidung während der Ausführung. Das Gebäude steht auf 12—20 m hohem Pfahlrost.



Abb. 27. Geschäftshaus mit Konditorei und Kaffee des Herrn Kommerzienrat K. Fazer in Helsingfors. Modellaufnahme. Ausführung: Kreuger & Toll. Ingenieur: O. Weyerstall. Architekt: Gösta Juslén.

Im Jahre 1925 gab ich auf Anregung des Herrn Dr. Petry in Finnland den Anstoß zur Bildung eines Betonvereins, der auch im selben Jahre gegründet wurde. Der Verein hatte den Vorzug, von Anfang an Herrn Prof. Jalmar Castrén, Generaldirektor der finnischen Staatseisenbahnen, bis heute als Vorsitzenden und seit vorigem Jahre auch als erstes Ehrenmitglied zu erhalten. Persönlich bin ich während dieser Jahre als Vorstandsmitglied des Vereins tätig gewesen.

Inzwischen waren die finnischen Zementfabriken ebenfalls nicht untätig gewesen, sondern hatten in geradezu aufopfernder Weise die Entwicklung des Eisenbetons durch größere Geldausgaben und Laboratoriumsversuche unterstützt. Jedoch ist die Hauptschöpfung der Zementfabriken die Bildung einer Zementvereinigung, welche durch intensive Arbeit und mit großen Mitteln dahin strebte, den Absatz und die Anwendung der einheimischen Zemente aufs höchste zu steigern. Es wurde in Helsingfors seitens der Zementfabriken ein Laboratorium eingerichtet, welches sich u. a. mit der Untersuchung aller im Lande befindlichen Sande befaßte. Es war somit jeder kleine Bauer

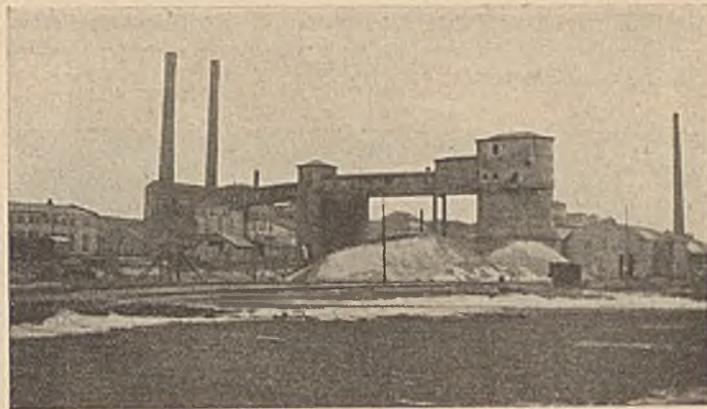


Abb. 28. Zementfabrik der Lojo Kalkwerk A. B. in Gerknäs. Jahreserzeugung 1,1 Millionen Faß = 187 000 t. Ausführung und Entwurf meist in eigener Regie.

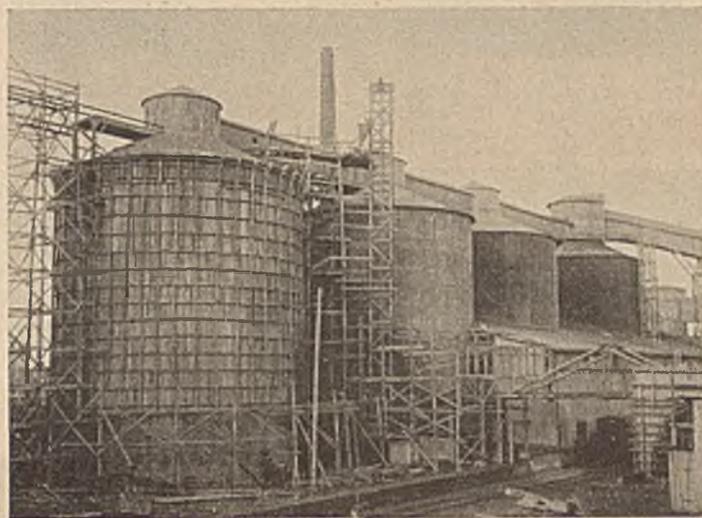


Abb. 29. Wie 28. Zementsilos.



Abb. 30. 100 m lange Kohlenbrücke der Zementfabrik in Gerknäs. Ausführung: Cementbyggнад A. B. Ingenieur: O. Weyerstall.

in der Lage, Sandproben einzusenden, welche kostenlos analysiert wurden, und wodurch mit Leichtigkeit die erforderliche Zementmenge für die verschiedenartigsten Beton- und Zementarbeiten festgestellt werden konnte. Die Zementfabriken errichteten ferner Instruktionkurse für Leute, die geeignet waren, die weit von den Kulturzentren des Landes wohnhaften Bauherren zu instruieren und ihnen besonders die Herstellung von Zement-

ziegeln mittels Hand- oder Maschinenpressen zu demonstrieren, so daß selbst der kleinste Bauer in die Lage versetzt wurde, kleinere Gebäude sowie Düngergruben, Viehställe und sonstige

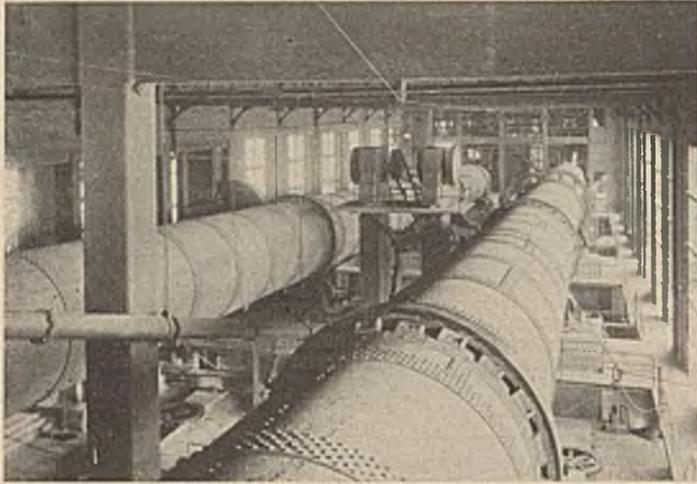


Abb. 31. Drehofenhaus der Zementfabrik in Pargas der Pargas Kalkberg A. B. Ausführung und Entwurf in eigener Regie.

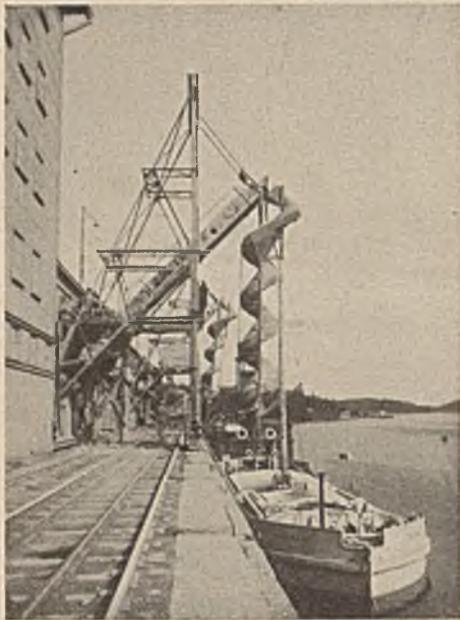


Abb. 32. Zementfabrik in Pargas. Sackverlademaschine für 900 Säcke per Stunde.

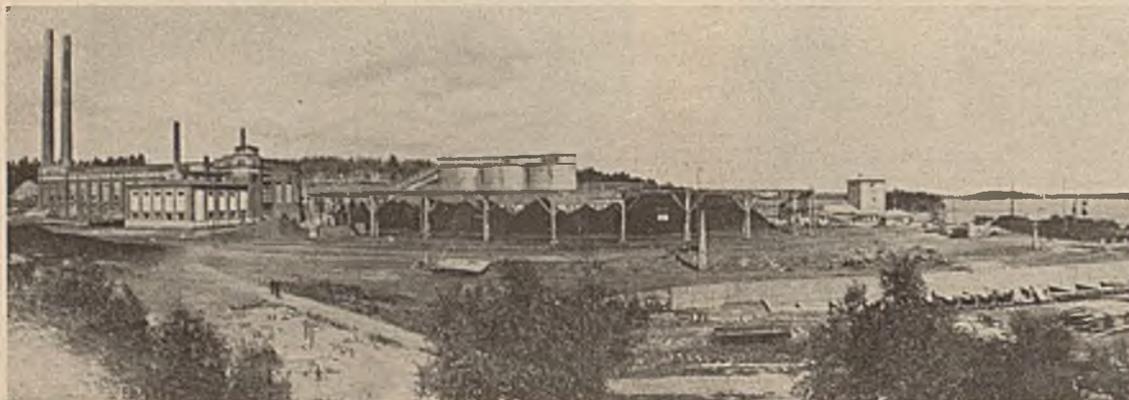


Abb. 33. Zementfabrik in Pargas. Jahreserzeugung 246 500 t. Gesamtansicht

einfachere Arbeiten selbständig auszuführen. Der Zementziegelverbrauch ist durch diese Propagandatätigkeit auf etwa 40 bis 50% des Bedarfes in gebrannten Ziegeln gestiegen und die Herstellungskosten der Zementziegel betragen je nach Lage und Entfernung des Bauplatzes von der nächsten Eisenbahnstation 35 bis 40% des Preises für gebrannte Ziegel. Selbst bei unseren Großbauten verwenden wir sehr häufig mit wirtschaftlichem Vorteil für Innenwände Zementziegel. Ein interessantes Bauwerk aus massiven Zementziegeln, jedoch mit Lufträumen gemauert, deren innere Lufträume mit trockenem Sägemehl sorgfältig ausgefüllt wurden, ist das Wohngebäude des Direktors der Lojo-Fabrik (Abb. 4). Die Fassadenflächen wurden verputzt, jedoch sehen Sie aus der Architektur dieses schloßartigen Gebäudes, mit welchen einfachen Mitteln man große Erfolge erzielen kann. Außerdem sind in Lojo mehrere Arbeiter- und Beamtenhäuser auf diese Weise errichtet worden.

Beim Vergleich zwischen deutschem und finnischem Eisenbetonbau ist zu beachten, daß die finnischen Zementfabriken nur noch hochwertigen Zement herstellen, da dieser bei unseren klimatischen Verhältnissen allein am Platze ist. Sie müssen dabei bedenken, daß wir für das Baujahr in der Regel mit drei Monaten Frühjahr und Sommer, drei Monaten Herbst und sechs Monaten Winter zu rechnen haben. Sie wissen, was dieses Verhältnis für die Ausschalung der Eisenbetonbauten bedeutet. Was die Betonqualität betrifft, so ersehe ich aus den bereits durch Herrn Dr. Petry veröffentlichten Resultaten der Probekörper in Deutschland, daß wir in Finnland unbedingt einen besseren Beton verarbeiten. Ich will es dahingestellt sein lassen, ob es daran liegt, daß wir in Finnland über ein besseres, gut gekörntes Zuschlagsmaterial verfügen, oder aber daß der finnische Zement in seiner Qualität dem deutschen überlegen ist.

Was die Prüfung des Betons selbst an entfernt gelegenen Baustellen betrifft, so ist der Prüfungsapparat des Deutschen Beton-Vereins für uns von großem Nutzen. Als wohl einem der ersten, die einen solchen Apparat in Finnland einführen und in Gebrauch nehmen konnten, war es mir möglich, teils durch Artikel, teils durch Vorträge die Großbauunternehmer zu veranlassen, einen derartigen Kontrollapparat anzuschaffen und sich im großen und ganzen den Baukontrollvorschriften des Deutschen Beton-Vereins anzupassen. Ich persönlich schreibe für meine Bauten eine Biegedruckfestigkeit von 250 kg/cm² vor, gehe also über die deutschen Forderungen hinaus, weil wir mit einem besseren Zement rechnen können und auch die entfernteren Baustellen seitens der Ingenieure nicht so oft besucht und dementsprechend überwacht werden können. Eine vernünftige Baupolizeibehörde, die mit den einschlägigen Verhältnissen, besonders der Körnung und Zusammensetzung der Zuschlagstoffe vertraut ist, wobei wir uns nach den Untersuchungen des Herrn Prof. Graf richten, wird in Finnland niemals kleinlich vorgehen, sobald sie sieht, daß der Unternehmer den festen Willen hat, wirklich Qualitätsarbeit zu liefern. Die Vorschrift eines Mischungsverhältnisses 1 : 2 : 3 oder dergleichen ist natürlich blühender Unsinn und entlastet m. E. den Unternehmer jeder juristischen Verantwortung. Einer Herabsetzung der vorgeschriebenen Mindestzementmengen glaube ich ohne weiteres zustimmen zu können, da ich überzeugt bin, daß bei geeigneter Körnung und Zusammensetzung der Zuschlagstoffe das Eisen rostfrei bleibt.

Was die Kosten der Baukontrolle, welche ich eigentlich Materialkontrolle benennen möchte, betrifft, so halte ich dieselben in den meisten Fällen für nicht so sehr in Betracht kommend, wenigstens soweit es sich um Großbauten handelt, deren Qualitätsherstellung dem Unternehmer ja selbst am Herzen liegen muß. Ich bin an keinem Bau, den ich persönlich überwacht habe, beim Unternehmer auf irgendwelchen Widerstand gestoßen, wenn auch noch bei manchen Bauherren leider das Verständnis

für die Baukontrolle bzw. die Materialprüfung fehlt. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß in Finnland die Bauten nicht nach Einheitspreisen, sondern zu einer Gesamtsumme vergeben werden. Was mich betrifft, rate ich dem Bauherrn meistens, nicht den Unternehmer zu wählen, welcher das billigste Angebot macht, mit Ausnahme der Fälle, wo der Unternehmer über hervorragende Organisations- und Hilfskräfte verfügt.

Meine Herren, ich bin am Ende meines Vortrages, den ich nur als Einführung in die finnischen Bauverhältnisse zu betrachten bitte und als kurzen Überblick über die Entwicklung der Bautätigkeit eines kleinen Staates, der auf verhältnismäßig

großer Grundfläche eine relativ geringe Anzahl Menschen beherbergt (im ganzen nicht mehr als Berlin mit seinen Vororten).

Die beigegebenen Abbildungen mögen Ihnen zeigen, auf welcher Höhe die Baukunst in Finnland heute steht. Beachten Sie dabei auch die moderne architektonische Ausbildung der Bauten. Auf zwei Bauwerke von Professor Castrén in Helsingfors, das städtische Elektrizitätswerk aus dem Jahre 1908 und das städtische Gaswerk aus den Jahren 1909—1910, sei noch besonders hingewiesen. Sie sind in den Jahrgängen 1911 und 1912 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ beschrieben worden.

SPANNUNGSBERECHNUNG UND QUERSCHNITTSBEMESSUNG BEI EXZENTRISCH SCHIEF BELASTETEN EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Dr.-Ing. S. Ban, a. o. Professor an der Kaiserl. Kyoto-Universität, Japan.

Fall 1. Lastangriff innerhalb des Kerns.

Greift eine senkrecht zum Querschnitt gerichtete Kraft N innerhalb des Kerns vom ideellen Querschnitt an, so werden nur Druckspannungen auftreten, welche nach den bekannten Formeln für einheitliche Querschnitte berechnet werden können. So ergibt sich die größte Betondruckspannung im Punkt A:

$$(1) \quad \sigma_{b \max} = \frac{N}{F_1} + \frac{M_x}{J_{ix}} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_y}{J_{iy}} \cdot \frac{b}{2}.$$

Es sei:

$$(2) \quad \begin{cases} F_1 = a b h, \\ J_{ix} = \beta b h^3, \\ J_{iy} = \beta' b^3 h. \end{cases}$$

Nach Einsetzen der Ausdrücke (2) und $M_x = N e$; $M_y = N e''$ in Gl. (1) ist:

$$(3) \quad \begin{cases} \sigma_{b \max} = \frac{N}{b h} \left(\frac{1}{a} + \frac{e}{h} \cdot \frac{1}{2 \beta} + \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2 \beta'} \right) \\ = \frac{N}{b h} C, \end{cases}$$

worin

$$(4) \quad \begin{cases} C \equiv \frac{1}{a} + \frac{e}{h} \cdot \frac{1}{2 \beta} + \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2 \beta'}, \\ a = \left(1 + \frac{n}{m} \right), \\ \beta = \frac{1}{12} + n \left(\frac{h_j}{2 h} \right)^2 \frac{1}{m}, \\ \beta' = \frac{1}{12} + n \left(\frac{b_0}{2 b} \right)^2 \frac{1}{m} \end{cases}$$

ist, und ferner:

$$\begin{aligned} \sigma_{bB} &= \frac{N}{b h} \left(\frac{1}{a} + \frac{e}{h} \cdot \frac{1}{2 \beta} - \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2 \beta'} \right), \\ \sigma_{bA} &= \frac{N}{b h} \left(\frac{1}{a} - \frac{e}{h} \cdot \frac{1}{2 \beta} + \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2 \beta'} \right), \\ \sigma_{bC} &= \frac{N}{b h} \left(\frac{1}{a} - \frac{e}{h} \cdot \frac{1}{2 \beta} - \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2 \beta'} \right). \end{aligned}$$

Um die Lage der Nulllinie zu ermitteln, setzt man $x = \xi h$ und $y = \eta h$ und erhält:

$$(5) \quad \begin{cases} \xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{bB}}{\sigma_{bB} - \sigma_{bA}} + \frac{\sigma_{bD}}{\sigma_{bD} - \sigma_{bC}} \right) = \frac{1}{a} + \frac{1}{2 \beta} \cdot \frac{e}{h}, \\ \eta = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{bB}}{\sigma_{bB} - \sigma_{bA}} - \frac{\sigma_{bD}}{\sigma_{bD} - \sigma_{bC}} \right) = \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{\beta}. \end{cases}$$

Man sieht, daß bei einem Lastangriff innerhalb des Kerns ξ unabhängig von $\frac{e''}{b}$ ist, und daß in dem Falle, wenn β' gleich β ist, η unabhängig von der Bewehrung wird.

Fall 2. Der gedrückte Teil der Querschnittsfläche ist ein Viereck.

Die mittlere Betondruckspannung an dem gedrückten Rande bezeichnen wir mit σ_b und drücken durch dieselbe die Spannungen in den anderen Punkten des Querschnitts aus.

$$(6) \quad \begin{cases} \sigma_{b \max} = \frac{x+y}{x} \sigma_b, \\ \sigma_{bD} = \frac{x-y}{x} \sigma_b, \\ \sigma_{eB} = \frac{x + \frac{b_0}{b} y - a'}{x} n \sigma_b, \\ \sigma_{eD} = \frac{x - \frac{b_0}{b} y - a'}{x} n \sigma_b, \\ \sigma_{eA} = \frac{h' - x - \frac{b_0}{b} y}{x} n \sigma_b, \\ \sigma_{eC} = \frac{h' - x - \frac{b_0}{b} y}{x} n \sigma_b. \end{cases}$$

Die Betonzugspannungen bleiben unberücksichtigt.

In Abb. 1 ist die Betondruckspannung durch die Fläche NN'BDD'B' (= V) veranschaulicht¹⁾, wobei:

$$V = V_0 + V'_B + V''_B - V'_D + V''_D \\ = (NKK''J''JN') + (HH'J''B''BJ) + (H'J''B''B') \\ - (DKHH'K''D'') + (D'K''D''H').$$

Wir können dann schreiben:

$$V_0 = \frac{bx}{2} \sigma_b, \\ V'_B = V'_D = V' = \frac{by}{4} \sigma_b, \\ V''_B = V''_D = V'' = \frac{by}{12} \Delta \sigma_b = \frac{by^2}{12x} \sigma_b,$$

wo $\Delta \sigma_b = \sigma_{b \max} - \sigma_b = \frac{y}{x} \sigma_b$ ist.

V'_B und V'_D bilden ein Kräftepaar mit dem Hebelarm $\frac{2}{3} b$ in bezug auf die Y-Achse und mit dem Hebelarm $\frac{2}{3} y$ in bezug auf die X-Achse oder die zu ihr parallele Achse.

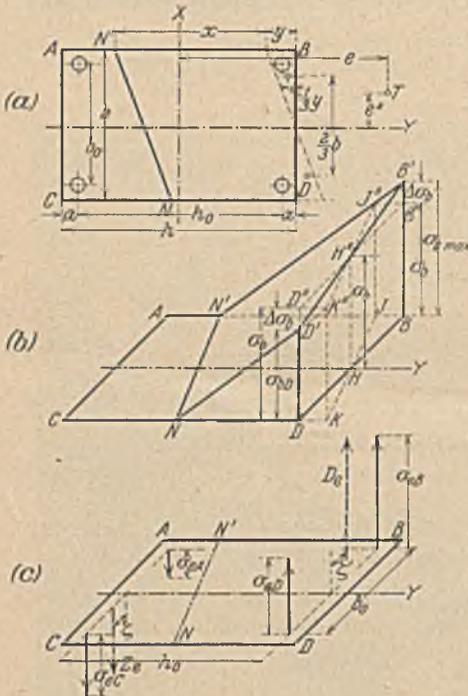


Abb. 1.

Ferner ergibt sich für die resultierende Zugkraft Z_e und ihre Entfernung ζ von der Y-Achse:

$$Z_e = - \frac{h' - x}{x} n f_e \sigma_b, \\ \zeta = \frac{b_e^2}{2b} \cdot \frac{y}{h' - x}.$$

Die Momentengleichung in bezug auf die Zugeisen ergibt:

$$V_0 \left(h' - \frac{x}{3} \right) + 2 V'' h' - \frac{2}{3} y V' + D_e h_0 = N \left(e + \frac{h_0}{2} \right), \\ (7a) \left\{ \frac{bx}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) \sigma_b + \frac{by^2}{6} \sigma_b \left(\frac{h'}{x} - 1 \right) + \frac{x - a'}{x} f_e n \sigma_b h_0 \right. \\ \left. = N \left(e + \frac{h_0}{2} \right) \right\}$$

¹⁾ Dr.-Ing. Richard Rossin, Querschnittsbestimmungstafel, Arm. Beton 1918. S. 5.

in bezug auf die Druckeisen:

$$- V_0 \left(\frac{x}{3} - a' \right) + 2 V'' a' - \frac{2}{3} y V' + Z_e h_0 = N \left(e - \frac{h_0}{2} \right), \\ (7b) \left\{ - \frac{bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) \sigma_b - \frac{by^2}{6} \sigma_b \left(1 - \frac{a'}{x} \right) + \frac{(h' - x) h_0}{x} n f_e \sigma_b \right. \\ \left. = N \left(e - \frac{h_0}{2} \right) \right\}$$

in bezug auf die Y-Achse:

$$V' \frac{2}{3} b + D_e \zeta' + Z_e \zeta = N e'', \\ (7c) \quad \frac{b^2 y}{6} \sigma_b + \frac{b_0^2}{2b} \cdot \frac{y}{x} n (f_e + f_e') \sigma_b = N e'',$$

Sind die Querschnitte mit der Bewehrung sowie die äußeren Kräfte gegeben, so können aus den obigen Gleichungen die drei Unbekannten x, y und σ_b gefunden werden, während $\sigma_{b \max}$ und σ_e aus Gl. (6) zu berechnen sind.

Nach Kürzung durch $\frac{N}{b \sigma_b}$ erhält man als Bestimmungsgleichung für x und y eine Gleichung dritten Grades:

$$\frac{1}{e + \frac{h_0}{2}} \left\{ \frac{x}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) + \frac{y^2}{6} \left(\frac{h'}{x} - 1 \right) + \frac{(x - a') h_0}{x} \cdot \frac{f_e}{b} n \right\} \\ = \frac{1}{e - \frac{h_0}{2}} \left\{ - \frac{x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) - \frac{y^2}{6} \left(1 - \frac{a'}{x} \right) + \frac{(h' - x) h_0}{x} \cdot \frac{f_e}{b} n \right\} \\ = \frac{1}{e''} \left\{ \frac{b y}{6} + \left(\frac{b_0}{b} \right)^2 \frac{y}{2x} n (f_e + f_e') \right\}.$$

Mit den Verhältniszahlen $\xi = x : h$, $\eta = y : h$ und $\mu = f_e : F_e$, $\mu' = f_e' : F_e$ erhält man folgende Gleichungen zur Bestimmung der Nulllinie:

$$(8) \quad \left\{ \frac{1}{\frac{e}{h} + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_0}{h}} \left\{ \frac{\xi}{2} \left(\frac{h'}{h} - \frac{\xi}{3} \right) + \frac{\eta^2}{6} \left(\frac{h'}{h} \cdot \frac{1}{\xi} - 1 \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{\left(\xi - \frac{a'}{h} \right)}{\xi} \cdot \frac{h_0}{h} \cdot \frac{\mu' n}{m} \right\} \right. \\ = \frac{1}{\frac{e}{h} - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_0}{h}} \left\{ - \frac{\xi}{2} \left(\frac{\xi}{3} - \frac{a'}{h} \right) - \frac{\eta^2}{6} \left(1 - \frac{a'}{h} \cdot \frac{1}{\xi} \right) \right. \\ \left. \left. + \frac{\left(\frac{h'}{h} - \xi \right)}{\xi} \cdot \frac{h_0}{h} \cdot \frac{\mu n}{m} \right\} \right. \\ = \frac{1}{\frac{e''}{b}} \left\{ \frac{\eta}{6} + \left(\frac{b_0}{b} \right)^2 \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{n}{2m} (\mu + \mu') \right\},$$

wobei $m = bh : F_e$.

Ist der Bewehrungskoeffizient m sowie die relative Exzentrizität $\frac{e}{h}$ und $\frac{e''}{b}$ gegeben, so können aus Gl. (8) ξ und η ermittelt werden, unter der Voraussetzung, daß die Verhältnisse $\frac{h_0}{h}$; $\frac{h'}{h}$; $\frac{a}{h}$; $\frac{a'}{h}$; $\frac{b_0}{b}$; μ und μ' vorläufig angenommen sind.

Greift die äußere Kraft auf der Y-Achse an, so enthält die Bestimmungsgleichung für die Nulllinie nur eine Unbekannte ξ , die leicht durch Probieren gefunden werden kann. Auch die graphischen Methoden sind anwendbar, da die Richtung der Nulllinie gegeben ist.

Bei exzentrischen und außerhalb der Symmetrieachse wirkenden Kräften wird zur Lösung der Bestimmungsgleichung (8) das bekannte Iterationsverfahren² empfohlen.

Sobald ξ und η bestimmt sind, ergeben sich σ_b und $\sigma_{b,max}$ aus den Formeln:

$$\sigma_b = \frac{N}{bh} \cdot \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{\frac{\eta}{6} + \left(\frac{b_0}{b}\right)^2 \frac{\eta}{\xi} + \frac{n}{2m} (\mu + \mu')}$$

$$(9) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{b,max} &= \frac{N}{bh} \cdot \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{\frac{\eta}{6} + \left(\frac{b_0}{b}\right)^2 \frac{\eta}{\xi} + \frac{n}{2m} (\mu + \mu')} \cdot \frac{\xi + \eta}{\xi} \\ &= \frac{N}{bh} C \end{aligned} \right.$$

wo C ein von $\frac{e}{h}$ und $\frac{e''}{b}$ abhängiger Beiwert ist.

Zahlenbeispiel 1.

Gegeben sind: $\frac{e}{h} = 0,6$; $\frac{e''}{b} = 0,2$; $h_0:h = 0,8$; $b_0:b = 0,8$; $h':h = 0,9$; $\mu = \mu' = 0,5$ und $m = 75$. Gesucht werden: die größte Betondruckspannung $\sigma_{b,max}$ sowie die Zugspannung der Eisen σ_e .

Nach Gl. (8) ist:

$$\frac{1}{0,6 + 0,4} \left\{ \frac{\xi}{2} \left(0,9 + \frac{\xi}{3} \right) + \frac{\eta^2}{6} \left(0,9 - 1 \right) + \frac{\xi - 0,1}{\xi} \cdot \frac{0,8 \cdot 15}{2 \cdot 75} \right\}$$

$$= \frac{1}{0,6 - 0,4} \left\{ -\frac{\xi}{2} \left(\frac{\xi}{3} - 0,1 \right) - \frac{\eta^2}{6} \left(1 - \frac{0,1}{\xi} \right) + \frac{0,9 - \xi}{\xi} \cdot \frac{0,8 \cdot 15}{2 \cdot 75} \right\}$$

$$= \frac{1}{0,2} \left\{ \frac{\eta}{6} + \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{0,64 \cdot 15}{2 \cdot 75} \right\}$$

oder

$$(a) \left\{ \begin{aligned} 0,6666 \xi^3 + 0,2 \xi^2 + (0,48 + 0,6666 \eta^2) \xi \\ - 0,368 + 0,06666 \eta^2 = 0, \end{aligned} \right.$$

$$(b) \left\{ \begin{aligned} (0,1666 \xi - 0,01666) \eta^2 + (0,1666 \xi + 0,064) \eta \\ - 0,072 + 0,08 \xi - 0,05 \xi^2 + 0,1666 \xi^3 = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Kraft greift außerhalb des Kerns an und da $\frac{e''}{b}$ kleiner als $\frac{e}{h}$ ist, muß der Wert von η sehr klein werden und wir können η^2 zunächst vernachlässigen.

Gl. (a) lautet dann:

$$0,6666 \xi^3 + 0,2 \xi^2 + 0,48 \xi - 0,368 = 0;$$

$$\xi = 0,495 = \xi_1$$

Dies ist ein Näherungswert. Nach Einsetzen von ξ_1 in (b) erhält man:

$$0,06584 \eta^2 + 0,1465 \eta - 0,02444 = 0;$$

$$\eta = 0,1557 = \eta_1.$$

Wir setzen η_1 in Gl. (a) ein und erhalten den genaueren Wert von ξ :

$$\xi_2 = 0,4872$$

Mit ξ_2 kann man dann ebenso verfahren und einen verbesserten Näherungswert von η berechnen und damit so lange fortfahren, bis schließlich kein wesentlicher Unterschied mehr zwischen den aufeinander folgenden Wertepaaren besteht. So ergibt sich:

$$\xi = 0,4864, \quad \eta = 0,1654.$$

²⁾ Runge, Praxis der Gleichungen, 1921, S. 69.

Daraus folgt:

$$\sigma_b = \frac{N}{bh} \cdot \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\eta}{6} + \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{0,64 \cdot 15}{2 \cdot 75}\right)} = 4,057 \frac{N}{bh}$$

$$\sigma_{b,max} = \sigma_b \frac{\xi + \eta}{\xi} = 5,44 \frac{N}{bh}$$

$$\sigma_e = \frac{h'}{h} - \xi + \frac{b_0}{b} \eta = 68,3 \frac{N}{bh}$$

Fall 3. Der gedrückte Teil der Querschnittsfläche ist ein Fünfeck (Abb. 2).

Die Nulllinie schneidet zwei anstoßende Rechteckseiten so, daß der Druckspannungskörper ein Prismoid wird. Der Inhalt dieses Spannungskörpers ist die Differenz des Pyramidenstumpfes NDD'B'BN' und der Pyramide N'N''AA'.

Die Formel für den Inhalt der Pyramide N'N''AA' lautet:

$$V = \frac{1}{6} \sigma_{bA} \cdot AN' \cdot AN''.$$

Führt man den Ausdruck

$$\sigma_{bA} = \sigma_b \frac{x + y - h}{x};$$

$$AN' = x + y - h; \quad AN'' = \frac{x + x - h}{y} \cdot \frac{b}{2}$$

ein, so erhält man:

$$V = \frac{\sigma_b}{12} \cdot \frac{b}{xy} (x + y - h)^3.$$

Der Abstand des Schwerpunktes der Spannungspyramide beträgt

von der Y-Achse:

$$\frac{b}{2} \frac{AN''}{4} = \frac{b}{2} \left(1 - \frac{x + y - h}{4} \right),$$

von den gezogenen Eisen:

$$a + \frac{1}{4} AN' = a + \frac{x + y - h}{4},$$

und von den gedrückten Eisen:

$$h - a' + \frac{x + y - h}{4}.$$

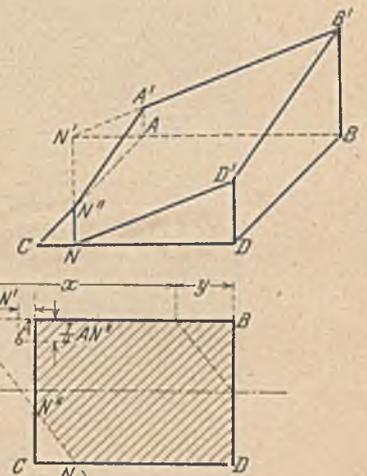


Abb. 2.

Die Momentengleichungen lauten nunmehr:

$$(7') \left\{ \begin{aligned} &\frac{bx}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) \sigma_b + \frac{by^2}{6} \left(\frac{h'}{x} - 1 \right) \sigma_b \\ &+ \left(a + \frac{x + y - h}{4} \right) (x + y - h)^3 \frac{\sigma_b b}{12xy} \\ &+ \frac{x - a'}{x} f_c n \sigma_b h_0 = N \left(e + \frac{h_0}{2} \right) \\ &-\frac{bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) \sigma_b - \frac{by^2}{6} \left(1 - \frac{a'}{x} \right) \sigma_b \\ &+ \left(h - a' + \frac{x + y - h}{4} \right) (x + y - h)^3 \frac{\sigma_b b}{12xy} \\ &+ \frac{(h' - x)}{x} f_c n \sigma_b h_0 = N \left(e - \frac{h_0}{2} \right) \\ &\frac{b^2 y}{6} \sigma_b - \frac{b}{6} \left(1 - \frac{x + y - h}{4y} \right) (x + y - h)^3 \frac{\sigma_b b}{12xy} \\ &+ \frac{b_0}{2b} \cdot \frac{y}{x} n (f_c + f_t) \sigma_b = N e''. \end{aligned} \right.$$

Fall 4. Der gedrückte Teil der Querschnittsfläche ist ein Dreieck (Abb. 3).

Wenn $\frac{c}{h}$ und $\frac{e''}{b}$ sehr groß werden, erhalten wir ein Spannungsbild nach Abb. 3. In diesem Fall ist der Spannungskörper eine Pyramide, deren Inhalt

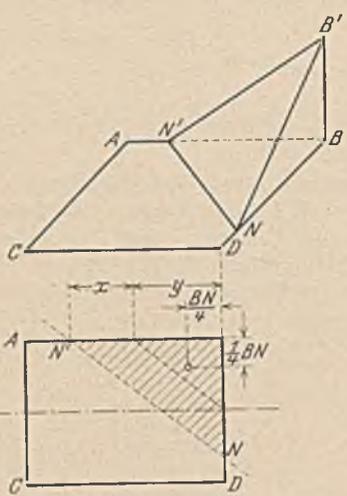


Abb. 3.

$$V = \frac{1}{6} \sigma_{ul} \cdot BN \cdot BN'$$

$$= \frac{1}{12} \sigma_b \frac{b}{xy} (x+y)^3$$

beträgt.

Der Abstand des Schwerpunktes beträgt dann

von der Y-Achse:

$$\frac{b}{2} \left(1 - \frac{x+y}{4y}\right),$$

von den gezogenen Eisen:

$$h - \frac{1}{4} (x+y)$$

und von den gedrückten Eisen:

$$\frac{1}{4} (x+y) - a'$$

Die Bestimmungsgleichungen lauten:

$$(7'') \left\{ \begin{aligned} & \left\{ h' - \frac{1}{4} (x+y) \right\} (x+y)^3 \frac{\sigma_b b}{12 xy} \\ & \quad + \frac{x-a'}{x} f_c n \sigma_u h_n = N \left(c + \frac{h_n}{2} \right) \\ & - \left\{ \frac{1}{4} (x+y) - a' \right\} (x+y)^3 \frac{\sigma_b b}{12 xy} \\ & \quad + \frac{(h'-x)}{x} f_c n \sigma_u h_s = N \left(c - \frac{h_s}{2} \right) \\ & \frac{b}{2} \left(1 - \frac{x+y}{4y}\right) (x+y)^3 \frac{\sigma_b b}{12 xy} \\ & \quad + \frac{b_0^2}{2b} \cdot \frac{y}{x} n (f_c + f_a) \sigma_u = N e'' \end{aligned} \right.$$

Tafel zur Spannungsberechnung.

Wir nehmen an, daß die Eiseneinlagen sich in den Ecken des Betonquerschnittes befinden und daß folgende Beziehungen zwischen den Querschnittsabmessungen bestehen:

$$\begin{aligned} h_3: h &= 0,8, \\ b_0: b &= 0,8, \\ a = a' &= 0,1 h, \\ h': h &= 0,9, \\ f_c = f_a &= \frac{1}{2} F_c. \end{aligned}$$

a) Lastangriff innerhalb des Kerns.

$$(10) \left\{ \begin{aligned} a &= 1 + \frac{15}{m} \\ \beta = \beta' &= \frac{1}{12} + 4^2 \frac{15}{m} \\ C &= \frac{1}{a} + \frac{c}{h} \cdot \frac{1}{2\beta} + \frac{e''}{b} \cdot \frac{1}{2\beta'} \end{aligned} \right.$$

Ferner ergibt sich unmittelbar aus Gl. (5):

$$(11) \left\{ \begin{aligned} \xi &= \frac{1}{a} + \frac{1}{2\beta} \cdot \frac{c}{h} \\ &= \frac{1}{\beta} \cdot \frac{e}{h} \\ \eta &= \frac{c''}{b} \\ &= \frac{e''}{2h} \end{aligned} \right.$$

b) Lastangriff außerhalb des Kerns.

Schneidet die Nulllinie zwei gegenüberliegende Rechteckseiten, so erhält man nach Gl. (8) folgende Gleichung zur Berechnung der Nulllinie:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\frac{c}{h} + 0,4} \left\{ \frac{\xi}{2} \left(0,9 - \frac{\xi}{3}\right) + \frac{\eta^2}{6} \left(\frac{0,9}{\xi} - 1\right) + \frac{6(\xi - 0,1)}{\xi m} \right\} \\ &= \frac{1}{\frac{c}{h} - 0,4} \left\{ -\frac{\xi}{2} \left(\frac{\xi}{3} - 0,1\right) - \frac{\eta^2}{6} \left(1 - \frac{0,1}{\xi}\right) + \frac{6(0,9 - \xi)}{\xi m} \right\} \\ &= \frac{1}{e''} \left\{ \frac{\eta}{6} + 4,8 \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{1}{m} \right\}. \end{aligned}$$

Es seien nunmehr folgende Abkürzungen eingeführt:

$$(12) \left\{ \begin{aligned} \lambda &= \frac{\xi}{2} \left(0,9 - \frac{\xi}{3}\right) + \frac{\eta^2}{6} \left(\frac{0,9}{\xi} - 1\right) + \frac{6(\xi - 0,1)}{\xi m} \\ \mu &= -\frac{\xi}{2} \left(\frac{\xi}{3} - 0,1\right) - \frac{\eta^2}{6} \left(1 - \frac{0,1}{\xi}\right) + \frac{6(0,9 - \xi)}{\xi m} \\ \nu &= \frac{\eta}{6} + 4,8 \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{1}{m} \end{aligned} \right.$$

Ferner entsprechend der Abb. (2) bzw. Abb. (3):

$$(12') \left\{ \begin{aligned} \lambda &= \frac{\xi}{2} \left(0,9 - \frac{\xi}{3}\right) + \frac{\eta^2}{6} \left(\frac{0,9}{\xi} - 1\right) \\ & \quad + \left(0,1 + \frac{\xi + \eta - 1}{4}\right) \frac{(\xi + \eta - 1)^3}{12 \xi \eta} + \frac{6(\xi - 0,1)}{\xi m} \\ \mu &= -\frac{\xi}{2} \left(\frac{\xi}{3} - 0,1\right) - \frac{\eta^2}{6} \left(1 - \frac{0,1}{\xi}\right) \\ & \quad + \left(0,9 + \frac{\xi + \eta - 1}{4}\right) \frac{(\xi + \eta - 1)^3}{12 \xi \eta} + \frac{6(0,9 - \xi)}{\xi m} \\ \nu &= \frac{\eta}{6} - \left(1 - \frac{\xi + \eta - 1}{4\eta}\right) \frac{(\xi + \eta - 1)^3}{24 \xi \eta} + 4,8 \frac{\eta}{m \xi} \end{aligned} \right.$$

und

$$(12'') \left\{ \begin{aligned} \lambda &= \left(0,9 - \frac{\xi + \eta}{4}\right) \frac{(\xi + \eta)^3}{12 \xi \eta} + \frac{6(\xi - 0,1)}{\xi m} \\ \mu &= -\left(\frac{\xi + \eta}{4} - 0,1\right) \frac{(\xi + \eta)^3}{12 \xi \eta} + \frac{6(0,9 - \xi)}{\xi m} \\ \nu &= \left(1 - \frac{\xi + \eta}{4\eta}\right) \frac{(\xi + \eta)^3}{24 \xi \eta} + 4,8 \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{1}{m} \end{aligned} \right.$$

Die Bestimmungsgleichungen gehen unter Benutzung der Hilfswerte μ , ν und λ über in

$$(13) \left\{ \begin{aligned} \frac{\lambda}{\frac{c}{h} + 0,4} &= \frac{\mu}{\frac{c}{h} - 0,4} = \frac{\nu}{e''} \end{aligned} \right.$$

Aus obigen Gleichungen folgt:

$$(14) \quad \begin{cases} c = \lambda + \mu \\ h = \lambda - \mu \\ c'' = \nu \left(\frac{c}{h} - 0,4 \right) \\ b = \mu \left(\frac{c}{h} - 0,4 \right) \end{cases} \quad 0,4$$

und nach Gl. (9):

$$(15) \quad C = \frac{e''}{\nu} \cdot \frac{\xi + \eta}{\xi}$$

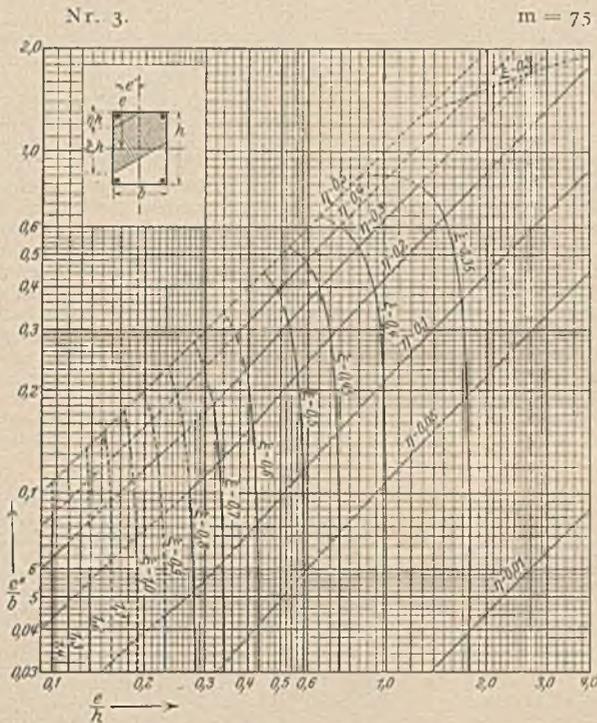
Nun werden für die verschiedenen Werte von ξ und η die zugehörigen Werte $\frac{c}{h}$ und $\frac{e''}{b}$ bzw. C aus Gl. (14) bzw. Gl. (15) bestimmt. Werden die Werte $\frac{c}{h}$ als Abszissen und $\frac{e''}{b}$ als Ordinaten aufgetragen und die zugehörigen Punkte ξ und η

Zahlenbeispiel 2.

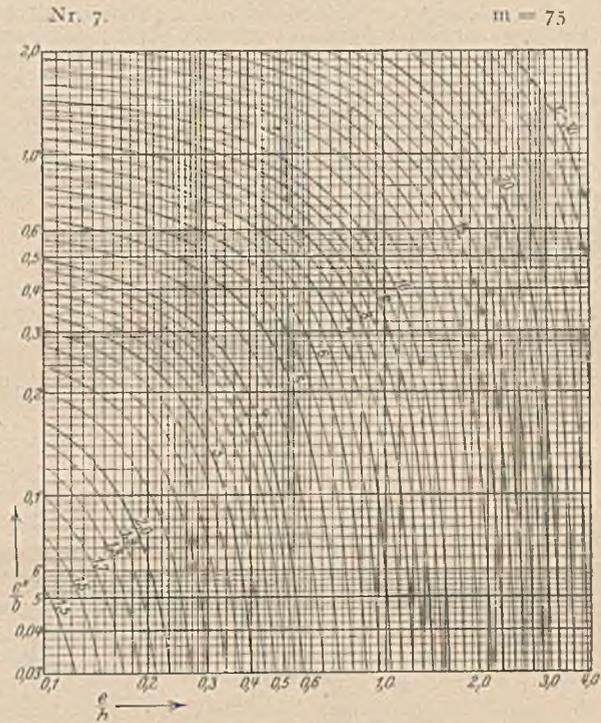
Ein rechteckiger Querschnitt mit den Abmessungen $30,7 \times 30,7$ cm und einer Bewehrung mit 4 RE $\varnothing 20$ mm ($F_e = 12,56$ cm²) wird durch eine Längskraft von 7,8 t in der Entfernung 18,42 cm von der X-Achse und 6,14 cm von der Y-Achse beansprucht. Es sollen die Spannungen $\sigma_{b,max}$ und σ_c ermittelt werden.

Es ergibt sich:

$$\begin{aligned} \frac{c}{h} &= \frac{18,42}{30,7} = 0,6, \\ \frac{e''}{b} &= \frac{6,14}{30,7} = 0,2, \\ m &= \frac{30,7^2}{12,56} = 75. \end{aligned}$$



Werte ξ und η .



Werte C; $\sigma_{b,max} = \frac{N}{bh} C$.

verbunden, so erhält man die Kurvenscharen ξ und η . Bei Benutzung der so erhaltenen Tafeln kann bei gegebenem $\frac{c}{h}$ und $\frac{e''}{b}$ das zugehörige Wertepaar ξ und η abgelesen und so die Lage der Nulllinie bestimmt werden.

In den Kurventafeln für verschiedene Werte von m gelten die gestrichelten Kurven für den Fall, daß die Nulllinie zwei anstoßende Seiten des Querschnittes schneidet (entsprechend Fall 3 und Fall 4), und die ausgezogenen Kurven für die Fälle 1 und 2.

Aus Gl. (15) ist zu ersehen, daß der Beiwert C nur abhängig ist von $\frac{c}{h}$ und $\frac{e''}{b}$, da ξ , η und ν bestimmt werden aus den gegebenen $\frac{c}{h}$ und $\frac{e''}{b}$, unter der Voraussetzung, daß der Bewehrungsfaktor m vorläufig angenommen ist. Somit können auch die Beiwerte C auf einer Kurventafel dargestellt werden.

Die größte Betondruckspannung kann ohne weiteres berechnet werden aus:

$$(16) \quad \sigma_{b,max} = \frac{N}{bh} C.$$

Entsprechend $\frac{c}{h} = 0,6$ und $\frac{e''}{b} = 0,2$ aus Kurventafel Nr. 3:

$$\xi = 0,485, \quad \eta = 0,17$$

und aus der Tafel Nr. 7:

$$C = 5,4 \text{ (vgl. Zahlenbeispiel 1).}$$

Daraus folgt:

$$\begin{aligned} \sigma_{b,max} &= \frac{N}{bh} C = \frac{7,800}{30,7 \cdot 30,7} \cdot 5,4 = 44,7 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_c &= 44,7 \cdot \frac{\frac{h'}{h} - \xi - \frac{b_0}{b} \eta}{\xi + \eta} \cdot 15 = 564 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

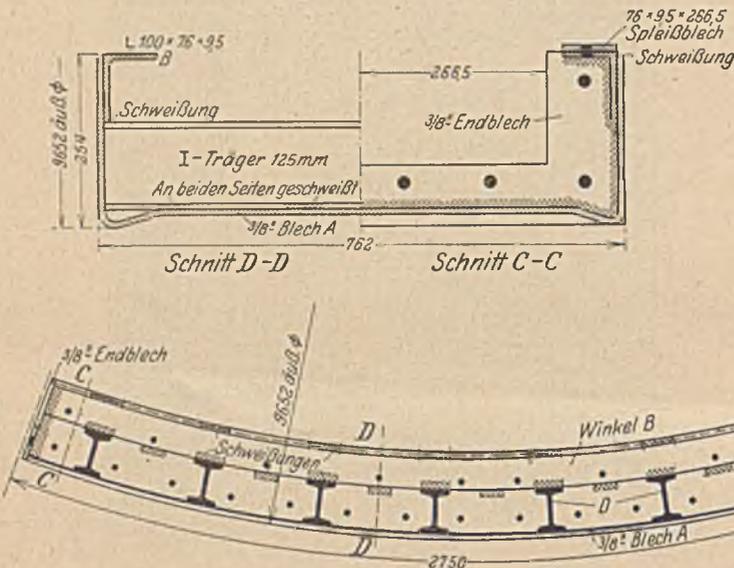
Es sind dann noch Dimensionierungstafeln aufgestellt worden, um bei gegebenen zulässigen Spannungen die erforderlichen Querschnittsabmessungen und die erforderliche Bewehrung zu ermitteln. Auf die Wiedergabe dieser Tafeln an dieser Stelle soll verzichtet werden.

Nachteilige Folgen der Bearbeitung von stählernen Walzträgern durch Schneidbrenner.

Bei einem Stahlgerippehaus in New York zeigten die T-förmigen Windverbandschlüsse, die durch Zerschneiden von 60 cm hohen I-Trägern mit Hilfe von Schneidbrennern hergestellt worden waren, nach zwei Jahren Risse und Brüche. Die Untersuchung von neun ausgebauten Stücken im Prüfungslaboratorium der Columbia-Universität ergab Bearbeitungsspannungen, Vergrößerung des Gefüges und Sprödigkeit. Die Prüfung von kalt und heiß (der Schneidbrennerwirkung entsprechend) bearbeiteten Proben desselben Stahls, zeigte bei Schlagproben einen Festigkeitsverlust von 45%. Schlag- und Biegeproben an naturgroß hergestellten Anschlußstücken mit Kalt- und Heißbearbeitung bestätigten dieses Ergebnis. Als Abhilfe empfahl das Laboratorium das Ausglühen der bearbeiteten Stücke bei 550°C. (Nach Engin. News-Record 1930, 1. H., S. 684—685 mit 1 Zeichn., 2 Lichtb. und 1 Zahlent.) N.

Der Tunnel unter dem Detroit River zwischen Detroit, Mich., und Windsor, Ont.

Obgleich erst kürzlich zwischen diesen beiden Städten eine der längsten Hängebrücken fertiggestellt ist, werden beide Städte jetzt noch durch einen Tunnel für Fuhrwerksverkehr in Länge von 2012,5 m verbunden, der in einigen Monaten eröffnet werden soll. Es ist der erste Tunnel, der aus geschweißten Stahlsegmenten hergestellt wird, die eine Breite von 762 mm und eine Länge von 2750 mm haben. Der Durchmesser des vollständigen Ringes, der aus 11 Segmenten besteht, beträgt 9652 mm. Jedes Segment besteht aus einem 3/8" Blech von ungefähr 1220 mm Breite und 2743 mm Länge, dessen Seiten in Form eines



Querschnitt und Längsschnitt durch die Segmente des Detroit River-Tunnels.

U-Eisens mit 230 mm breiten Flanschen aufgebogen sind, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist. In der Längsrichtung ist dieses Blech entsprechend dem Umfang des Tunnels gebogen. Das Formen der Bleche, sowohl in Richtung der Flanschen als auch auf den richtigen Radius geschieht in einer Operation auf einer 1500 t Presse in passenden Gesenken. An der Innenseite des Flansches sind durchgehende Winkel B zur Versteifung angeschweißt und an den Enden des Segmentes 3/8" Bleche C mit Löchern zum Verschrauben mit dem benachbarten Segment. Zwischen den Flanschen sind kurze 125 mm T-Eisen in 343 mm Entfernung von einander als Versteifung angeschweißt.

Der Tunnel Schild wird durch kräftige, hydraulische Hebeböcke, die auf dem Umfang des Schildes verteilt sind und gegen die fertig zusammengeschraubten Ringe drücken, um je etwa 760 mm vorwärts geschoben, wenn das Erdreich vorher auf eine gleiche Entfernung weggegraben ist, so daß dann dadurch, daß je drei Hebeböcke zurückgezogen werden, der Raum zum Einsetzen eines neuen Segmentes frei wird, bis dieser Ring dann wieder vollkommen zusammengeschraubt und mit dem vorhergehenden verbunden ist. Der größte verzeichnete Fortschritt war 4,57 m in 24 h oder sechs Ringe. Der Tunnel geht durch eine wasserundurchlässige Tonschicht, die Arbeit im Schild geschieht natürlich unter Luftdruck in bekannter Weise mit Ausschleusung des Materials und der Arbeiter.

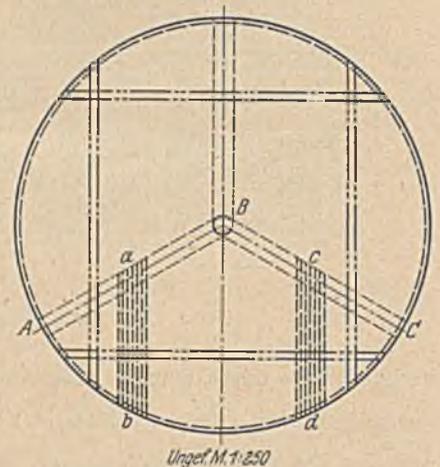
Gußeiserne Tunnelauskleidungen haben den Vorteil, daß sie nicht korrodieren. Obwohl die Korrosion in wasserdichtem Ton bei Stahl sehr langsam vor sich gehen wird, der außerdem durch eine äußere Betonschicht geschützt wird, die durch Einpressen von Zementmörtel hinter den Ringen zum Ausfüllen des durch den übergreifenden Schild gebildeten Zwischenraumes dient, so hat man doch für alle Fälle eine Betonauskleidung von 500 mm Dicke im Innern des Tunnels vorgesehen, die allein schon genügend stark ist, um dem äußeren Druck zu wider-

stehen, wenn das Blech durch Rost zerstört werden sollte. Die Winkel und Träger, die im Beton eingebettet sind, sind vor Korrosion geschützt und dienen als Verstärkung des Betons. Ein gußeiserner Tunnel wird ungefähr dreimal so viel wiegen wie ein aus Preßteilen hergestellter Tunnel. Der Preis von Gußeisen beträgt nur ungefähr die Hälfte von Stahl. Die Kosten des Transportes des Materials im Tunnel sind wegen des geringeren Gewichts für Stahl geringer, so daß die Endkosten des Stahltunnels ungefähr zwei Drittel derjenigen des gußeisernen Tunnels betragen, wobei die innere Betonschicht-Auskleidung mitgerechnet ist.

Alle einzelnen Teile eines Segmentes werden mit Klammern zusammengehalten und zunächst punktgeschweißt. Zum Fertigschweißen eines Segmentes im Gewicht von 454 kg sind 9,75 m Schweißnaht erforderlich. Alle Löcher werden nach Schablonen gebohrt, um ein gutes Zusammenpassen zu gewährleisten. (The Iron Age. 125. 1930. S. 985/9. Illies.

Ebene Ausbildung der Decke eines Faulraumbehälters.

Zwecks einwandfreien Auffangens des Faulraumgases mußte die Untersicht der Tragdecke eines Faulbehälters, abgesehen von den 3 Hauptunterteilungs-Unterzügen, ohne weitere störenden Tragkonstruktionen eben ausgebildet werden. Aus betriebstechnischen Gründen wurde die kreisrunde Deckenplatte in drei gleiche Kreisabschnitte mit einem Zentriwinkel von je 120° untergeteilt. Jeder der drei Kreisabschnitte erhielt eine besondere Gasabzughaube. Das Nächstliegende für eine wirtschaftliche Durchbildung der übrigen Platten wäre das Unterteilen in Plattenbalken, also Konstruktion mit Unterzügen, gewesen. Wie schon eingangs erwähnt, war dies aus betriebstechnischen Gründen nicht zugänglich, selbst wenn die Hohlräume zwischen den Balken durch Rohrenden verbunden worden wären. Die weitere Möglichkeit, die Durchbildung mit Oberzügen, schied infolge Erschwernisse bei der Überdeckung mit dünnen Bleiplatten aus. Das Einziehen einer ebenen zweiten Decke, etwa Rabitzdecke, kam aus finanziellen und auch konstruktiven Gründen nicht in Frage. Es wurde alsdann die kreuzweise Armierung der Zwischenfelder versucht. Aber auch hier stieß man auf Schwierigkeiten. Wie die Abbildung zeigt, kamen Entfernungen von rd. 7,00 m und 12,00 m in Frage. Nach den deutschen Bestimmungen mußte die Decke alsdann die unwirtschaftliche Nutzhöhe von mindestens 1/30 der größeren Stützweite = 30 cm erhalten bei effektiver Stärke von 33 cm. Dies hätte ein Eigengewicht von rd. 800 kg/m² ergeben. Um diesen Umstand und auch um die recht umfangreiche Berechnung, die die Form des Grundrisses ergab, zu umgehen, entschloß man sich zu folgenden



Konstruktions- bzw. Rechnungssystemen. Rechtwinkelig zur größeren Hauptstützachse wurde symmetrisch im Abstand von rd. 6,00 m zwei Gurte vorgesehen (siehe Skizze a-b und c-d). Das eine Auflager dieser Gurte bildeten die großen Unterzüge A-B und C-D, das andere die Behälterwand. Die Gurte waren so gedacht, daß sie weder an der Untersicht noch an der Oberfläche in Erscheinung traten, also einzig allein in der verstärkten Armierung bestanden. In rd. 0,50 m ideeller Breite vorgesehen, hatten sie Last aufzunehmen aus dem sich ergebenden dreiecksförmigen Endfeldern und dem Mittelfeld zwischen den Gurten. Die Armierung wurde bei gegebener Plattendicke und Last errechnet.

Die Berechnung der Platte erfolgte nun so, daß in kreuzweise armerter Ausführung in jeder der zwei Richtungen die Hälfte der Last eingesetzt und die gesamte Platte durchgehend auch über den Unterzügen und Gurten mit dieser halben Last je zu $\frac{q \cdot l^2}{16}$ gerechnet wurde.

Feldmoment also gleich Stützenmoment. Grund für die Berechnung der Momente mit dem geringen Werte $\frac{1}{16}$ war die allseitige Einspannung. Die Eisen der Deckenplatte reichten in die Wände und umgekehrt die der Wände in die Decke hinein. Hierdurch war ein Träger mit praktisch unendlich vielen Stützen gegeben. Wenn hierdurch auch in den Endfeldern die zulässigen Maße der amtlichen Bestimmungen unterschritten wurden, so wurde dies durch Übergreifen der Eiseneinlagen in die benachbarten Felder wieder ausgeglichen, außerdem war die Überschreitung immer nur auf geringen Breiten, in den Verbindungen der Spitzen. Die Überdimensionierung an den Rändern hob das Zu-Wenig reichlich auf.

An Daten seien genannt: Stärke der Deckenplatte 20 cm; $h = 17,5$ cm; Betonspannung $32,0$ kg/cm²; für den günstigeren Fall der unten liegenden Eisen und $34,0$ kg/cm² im anderen Falle. Eine geringere Dimensionierung der Platte war wegen der Gurte und einzelner Zusatzlasten nicht angängig. Die Gurte zeigten Spannungen von 42 kg/cm². Die Möglichkeit des Ziehens eines quadratischen Gurtfeldes, also Einteilung gemäß Theorie der Pilzdecke über die Unterzüge (in der Skizze — — — — — eingetragen) wurde gleichfalls versucht, ergab jedoch wesentlich höheren Eisenbedarf für die Gurte infolge der größeren Stützweiten, sowie eine sehr unübersichtliche Eiseneinlage. Alles Nähere zeigt die Systemskizze. Thomas.

Verkehrsregelung in Massachusetts.

Die Verkehrsregelung im Staate Massachusetts, die im Juni 1928 in Kraft getreten ist, bezweckte die Einheitlichkeit der Einrichtungen für die Verkehrsregelung, die höchstmögliche Sicherung und Erleichterung des Durchgangverkehrs in den Städten und die Schaffung einer Verkehrsabteilung der staatlichen Straßenbauverwaltung zur einheitlichen Regelung von Verkehrsfragen mit den örtlichen Stellen. Dazu sind neben Rundschreiben, Fragebogen und Rundfunkvorträgen die Berichte über die Verkehrsunfälle und Verkehrszählungen nutzbar gemacht worden. Eines der wesentlichen Ergebnisse ist die Herausgabe eines Einheits-Signalbuchs zur Verkehrsregelung, das eingehend die Erfordernisse der Signalgebung, die Einheitsformen, die Aufstellung und den Betrieb der Signale beschreibt. (Nach M. Halsey, Verkehrsingenieur der staatlichen Straßenbauverwaltung in Boston. Proceedings of the Amer. Society of Civil Engineers vom Dez. 1929, S. 2575—2580 mit 2 Zeichnungen.) N.

Die Straßenhängebrücke in Grand Mere (Quebec).

Die versteifte Straßenhängebrücke in Grand Mere (Quebec) (Abb. 1 und 2) mit 289 m Weite der Mittelöffnung, 5,5 m Fahrbahn- und $2 \times 1,05$ m Fußwegbreite ist die erste große Hängebrücke in Kanada. Die Tragkabel und Versteifungsträger sind für eine Belastung von 300 kg/m² der ganzen Fahrbahn und 60 kg/m² der Fußwege gebaut, das Fahrbahntragwerk für zwei Reihen von $13,5$ t schweren Kraftwagen. Die zwei Tragkabel bestehen aus 37 verzinkten Litzen, je 3 cm stark, mit je 35 Drähten aus saurem Herdstahl, die 3 cm starken Hängeseile aus 6 Litzen mit je 7 Drähten um eine Drahtseilseele. Die 6,7 m hohen Türme sind als Pendelpfeiler ausgebildet. Der Zusammenbau ist unter Ausnutzung der 60 bis 75 cm starken Eisdecke vom November 1928 bis Februar 1929 durchgeführt worden; die sechseckigen Tragkabel haben dabei durch



Abb. 1.



Abb. 2.

Holzzulagen einen runden Querschnitt und eine Umwicklung mit doppelt verzinktem weichen Stahldraht erhalten. Die Probelastung am 4. Mai 1929 mit zwei 20 t schweren Kraftwagen in der Brückenmitte ergab statt der rechnermäßigen Durchbiegung von $87,3$ mm eine solche von nur $77,8$ mm. Die Baukosten der Brücke waren 375.000 Dollar. (Nach D. B. Steinmann, Beratender Ingenieur in New York. Engineering News-Record 1929, II. Hj. S. 841—845 mit 2 Zeichnungen und 7 Lichtbildern.) N.

Einfache Formeln zur Berechnung der Momente des Trägers auf vielen Stützen infolge beliebiger Belastung.

C. Bülting, Bauingenieur, Hamburg.

Ist in der Clapeyronschen Momentengleichung der Steifigkeitsgrad $1:J = \text{konst.}$, so erhält man die symmetrische Differenzengleichung

$$M_{n-1} + 4 M_n + M_{n+1} = -K_n^1 - K_n^2 = -K_n,$$

in der K_n gleich den Kreuzlinienabschnitten der belasteten Felder bezogen auf Stütze n und $n+1$ ist. Für statische Untersuchungen ist es wünschenswert, die Momente unabhängig von einander berechnen zu können, d. h. die Momente in Form einer unabhängigen Elastizitätsgleichung zu erhalten, z. B.

$$M_n = \frac{1}{N_n} [\lambda_{1n} K_1 + \lambda_{2n} K_2 + \lambda_{3n} K_3 + \dots]$$

In nachfolgender Tabelle sind die Koeffizienten λ_{in} und die konstanten Nennerwerte N_n für Träger auf 3 bis 8 Stützen zusammengestellt.

	0	1	2	3	4	...	n-1	n	
		↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	
			8 Stützen	"	"	"	"	"	4 Stützen
8 Stützen	-780	+209	-56	+15	-4	+1			
7 "	+209	-836	+224	-60	+16	-4		5 "	
6 "	-56	+224	-840	+225	-60	+15		6 "	
5 "	-15	-60	+225	-840	+224	-56		7 "	
4 "	-4	+16	-60	+224	-836	+209		8 "	
3 "	+1	-4	+15	-56	+209	-780			
			3	4	5	6	7		8 Stützen

Stützzahl	3	4	5	6	7	8
Nennerwert	-4	+15	-56	+209	-780	+2911

Beispielsweise ist für den Träger auf 6 Stützen das Moment über Stütze 2 infolge beliebiger Belastung

$$M_2 = \frac{1}{209} [15 K_1 - 60 K_2 + 16 K_3 - 4 K_4]$$

Zur Erklärung des Arbeitsganges sind für dieses Beispiel die Koeffizienten und der Nennerwert in der Tabelle durch Schraffur hervorgehoben.

Zusammenfassung: Die gegebene tabellarische Zusammenstellung hat gegenüber anderen Zahlentafeln nicht nur den Vorteil, daß sie für jede Belastung anwendbar ist und sich für Eigenlast vereinfachen läßt in

$$M_n = \frac{1}{N_n} \cdot \frac{g l^2}{2} \sum \lambda_{in} \quad i = 1, 2, 3, 4, \dots \quad (F)$$

sondern daß sie für mehr Unbekannte leicht weiter entwickelt werden kann, denn bekanntermaßen erhält man die Koeffizienten λ aus der Beziehung

$$\pm \lambda_n = 4 \lambda_{n-1} - |\lambda_{n-2}|$$

Versuche mit einem leichten Brückenbelag in Pennsylvania.

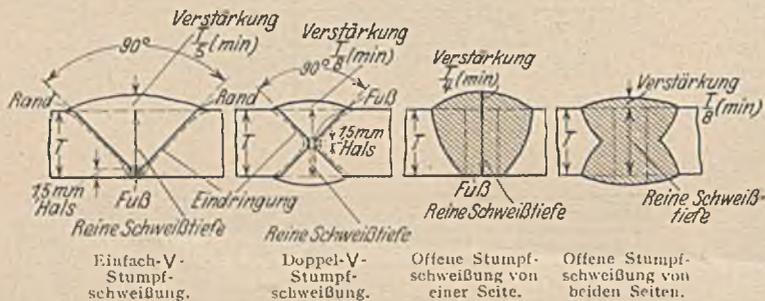
Für die weitgespannten Brücken in Nordamerika sind das dauerhafte Granitpflaster auf Beton wegen seines hohen Gewichts

(760 kg/m²) und das leichte Holzpflaster auf Buckelplatten wegen ungenügenden Widerstandes gegen die hohen Raddrücke der Lastkraftwagen unbrauchbar. Den ersten erfolgreichen Versuch zur Abminderung des Belaggewichts machte der beratende Ingenieur L. S. Moisseiff in New York bei der Delawarehängebrücke (s. Bauingenieur 1929, S. 304) durch Einbetten von 11 cm hohen Gitterträgern mit 15 cm Achsabstand in die Betonfahrbahndecke (einschl. einer 2 cm starken Verschleißschicht aus Beton 15 cm hoch), was sich vollkommen

bewährt hat. Der Belag wiegt 415 kg/m^2 . Eine weitere Abminderung auf 278 kg/m^2 (141 kg/m^2 Stahl und 137 kg/m^2 Beton) erzielte Moisseiff durch Verwendung dicht aneinandergelagerter T-Eisen ($75 \times 75 \times 8 \text{ mm}$), die oben durch Querdrähte ($20 \times 8 \text{ mm}$) mit 10 cm Achsabstand verbunden sind, und Ausfüllung der so gebildeten Zellen mit Kiesbeton $1 : 2 : 3$ (225 kg/cm^2 Normfestigkeit) unter Einrütteln durch einen elektrischen Hammer. Die T-Eisen ersetzen dabei die Schalung. Die fertigen Platten wurden nach 28 Tagen in $1,80 \times 1,30$ und $2,55 \times 1,20 \text{ m}$ Größe in der Baustoffprüfungsanstalt des Lafayette-College in Easton (Pennsylvania) geprüft. Die ersten lagerten auf zwei I-Trägern mit $1,15 \text{ m}$ Achsabstand, die letzteren auf drei I-Trägern mit je $1,20 \text{ m}$ Achsabstand, die T-Eisen der Platten winkelrecht zu den Trägern. Den Druck der Prüfmaschine übertrugen Holzblöcke von $40 \times 15 \text{ cm}$ Grundfläche in der Mitte jedes Feldes. Die Formänderungen wurden im ersten Falle an 30, die Spannungen an 25 Punkten gemessen, im zweiten Falle beide an 42 Punkten. Die Haftung zwischen Beton und Eisen begann in beiden Fällen bei 18 t Belastung (in jedem Feld) nachzugeben. Zugrisse zeigten sich im ersten Fall bei $30,7$, im zweiten bei $31,5 \text{ t}$, der Bruch trat im ersten Fall bei $32,2$, im zweiten bei 36 t Belastung in jedem Feld ein. Eine Fläche von 45 m^2 der T-Eisen-Bauart liegt seit November 1928 auf einer Brücke in der Straße zwischen dem Holland-Tunnel und Camden (New Jersey) und hat sich bewährt. (Nach L. S. Moisseiff, Beratender Ingenieur in New York. Engineering News-Record 1930/I, S. 71—74 mit 6 Zeichnungen und 2 Lichtbildern.) N.

Werkstattarbeit durch Gasschweißung für die Errichtung einer Fabrik.

Die Überwachung der Baustofflieferungen für ein gasgeschweißtes Laboratoriumsgebäude am Niagarafall (New York) machte keine Schwierigkeiten, da ein gut schweißbarer Stahl und erstklassige Schweißstäbe gewählt worden waren. Die Schweißer, die von Rohr-, Behälter- und Flugzeug-Schweißarbeiten genommen werden mußten, bedürften allerdings einer Anlernung; nach drei Wochen arbeiteten aber die erforderlichen neun Schweißer und in sechs Wochen war die

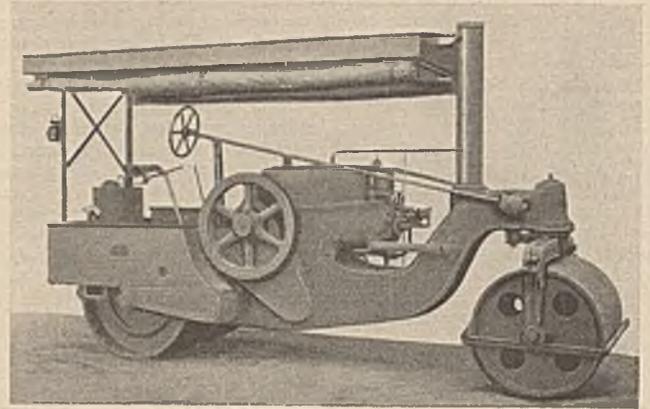


ganze Schweißarbeit beendet. Die Arbeiten wurden in eine Gitterträger-, Säulen- und Balken-Abteilung geschieden. Jede Gruppe versorgte eine in der Mitte aufgestellte Azetylen- und eine Sauerstoffflasche. Die Kosten und der Zeitaufwand kamen ungefähr denen für Nietarbeit gleich. Bedacht genommen wurde auf gute Zugänglichkeit der Schweißnahtstellen bis auf den Grund, guten Überblick über jede Schweißstelle und Raum für die Handhabung der Werkzeuge, sowie auf günstige Lage der Werkstücke, einfache und sichere Auflagerung und Verklammerung. Für die Stumpfstoßschweißung sind verschiedene Anordnungen (s. Abb.) benutzt, für die Zwickelschweißung die Ab-

messungen nach der Größe der zu verschweißenden Teile gewählt worden. Dem Verzichen langer schlanker Stücke ist durch symmetrisches Schweißen und, wo dies nicht möglich war, durch Zurückbiegen oder durch Anwärmen auf der Gegenseite begegnet worden. (Nach H. M. Priest, Ingenieur-Assistent, und H. H. Moss, Ingenieur, in New York. Engineering News-Record 1929, II. H., S. 964—967, mit 4 Zeichnungen, 4 Lichtbildern und 1 Zahlentafel.) N.

Rohöl-Strassenwalze.

Die Maschinenfabrik Ruston und Hornsby in Lincoln (England) baut eine Tandem-Strassenwalze (s. Abb.) von $6,5 \text{ t}$ Dienstgewicht für



Rohölantrieb, die eine Arbeitsbreite von $1,2 \text{ m}$ und zwei Geschwindigkeiten von 1 und 4 km in der Stunde hat, bei gewöhnlichem Betrieb 18 l Rohöl in einer Achtstundenschicht verbraucht, $14,5 \text{ PS}$ entwickelt und mit jedem Rohöl betrieben werden kann, das nicht über $0,9$ spez. Gewicht und wenigstens 10.400 kg/cal hat. Die hintere Walze ist für Wasserfüllung eingerichtet. Die Maschine braucht Leuchtöl und Druckluft, die zum Anlassen mitgeführt werden, da sie nur, wenn sie heiß ist, selbsttätig arbeitet. Das Anlassen dauert jedoch nur fünf Minuten. (Nach Engineering 1929, II. H. S. 825 mit 2 Lichtbildern.) N.

Gründung der Straßenbrücke über den Champlain-See.

Im Anschluß an unsere Mitteilung in Heft 18 Seite 318 seien noch kurz die Gründungsarbeiten der Brückenpfeiler besprochen.

Die mittleren Pfeiler wurden in offener Baugrube mit Hilfe gerammter Stahlspundwände gegründet. Bemerkenswert ist, daß es sich hierbei um die tiefste je mit Spundbohlen ausgeführte Gründung handelt (nämlich $26\text{—}30 \text{ m}$ unter Wasser), und zwar wurde der Spundwandgründung wegen ihrer Billigkeit der Vorzug vor der Druckluftgründung gegeben. Es waren 30 m lange Spundbohlen, die mit Hilfe eines Holzführungsrahmens zu einem rechtwinkligen Kasten gerammt wurden, erforderlich. Bei dieser schwierigen Gründung wurde trotz der allgemeinen Abneigung gegen ausländisches Material in Amerika, deutscher Stahl verwendet, und zwar „Larssen“-Spundwandisen der Vereinigte Stahlwerke Aktiengesellschaft, Abteilung Dortmund Union, Dortmund.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Nach dem Bericht der Reichsanstalt hat sich der Rückgang der Belastung des Arbeitsmarktes in der 1. Hälfte des Juni noch weiter abgeschwächt. Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung, die in der 1. Hälfte des Mai noch um rund 130.000 , in der 2. Hälfte um nicht ganz 80.000 abgenommen hatte, ist in der Berichtszeit nur noch um rund 45.000 geringer geworden. Dem steht nicht nur ein weiteres Zuwachsen der Krisenunterstützten um rund 13.000 gegenüber, sondern auch die Gesamtzahl aller verfügbaren Arbeitsuchenden hat zum erstenmal wieder seit Anfang März eine geringe Erhöhung um etwa 12.000 erfahren. Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger betrug nach den vorläufigen Meldungen am 15. 6. in der Arbeitslosenversicherung und Krisenunterstützung zusammen rund $1.858.000$ und liegt damit um mehr als 900.000 über der entsprechenden Zahl des Vorjahres. Die Tatsache, daß die Gesamtzahl der verfügbaren Arbeitslosen seit Ende Mai auf rund $2.700.000$ zugenommen hat, ist bezeichnend für die allgemeine Verfassung des Arbeitsmarktes.

An der ungewöhnlich ungünstigen Lage des Baumarcktes hat sich fast nichts geändert. In einzelnen Bezirken überwiegen bereits die Zugänge arbeitslos gewordener Bauhandwerker. Zahlreiche Aussteuerungen von Facharbeitern, die in diesem Jahre überhaupt noch

nicht in Tätigkeit gelangen konnten, kennzeichnen die Hartnäckigkeit der Depression. Bauherren und Bauunternehmer scheinen im übrigen auch die Verringerung der mit der letzten Diskontsenkung noch größer gewordenen Spanne zwischen Geldzinsen und Kapitalzinsen abzuwarten.

Die Diskontsenkung blieb auf den Status der Reichsbank völlig wirkungslos. Die Deckung der Noten durch Gold betrug am 23. Juni $64,9\%$, diejenige durch Gold und deckungsfähige Devisen $76,2\%$.

Der Zementabsatz hat im Mai ebenfalls nicht die Zunahme erfahren, die bei einigermaßen normalem Wirtschaftsverlauf zu erwarten gewesen wäre. Nur 656.000 t Zement wurden abgesetzt gegen 849.000 t im Mai 1929, also rund 30% weniger.

Zur Reform der Arbeitslosenversicherung. Mit der Beitragserhöhung um 1% , die am 1. Juli in Kraft treten soll und mit den gleichzeitig wirksam werdenden Leistungsbeschränkungen für die Versicherten, die im letzten Jahre vor der Arbeitslosmeldung keine 52 Wochenbeiträge geleistet haben, werden die Versuche, die Arbeitslosenversicherung dauernd zu sanieren, noch nicht beendet sein.

Nach den vorliegenden Pressemeldungen denkt man insbesondere daran, das Baugewerbe aus der allgemeinen Versicherung heraus-

zunehmen, da die berufsbliche Winterarbeitslosigkeit der Bauarbeiter zu dem Anschwellen der Arbeitslosenziffer in den Wintermonaten am stärksten beiträgt. Die Bauwirtschaft soll mehr auf sich selbst gestellt werden, und man denkt anscheinend daran, „die Erlöse (oder Mehrvergütungen?) der im Sommer von den Arbeitern geleisteten Überstunden auf irgendeine Weise für die Unterstützungen im Winter zu verwenden und ihre vorzeitige Ausgabe zu verhüten“.

Man setzt bei diesem Vorschlage anscheinend voraus, daß die alte Forderung, die im Winter ausfallenden Arbeitsstunden im Sommer nachzuholen, verwirklicht wird.

Zur Arbeitslosigkeit im Baugewerbe geben wir im folgenden eine Übersicht, in welcher sich die krisenartige Verschärfung der Lage widerspiegelt:

Zahl der bei den Arbeitsämtern verfügbaren Bauarbeiter.

(Baufach- und Bauhilfsarbeiter ohne Tiefbauarbeiter.)

Monatsende	1927	1928	1929	1930
Januar	428 889	479 818	798 488	747 247
Februar	417 993	435 099	877 509	799 182
März	244 850	320 206	594 148	629 717
April	165 910	179 935	276 458	502 983
Mai	106 940	126 392	159 031	450 000*
Juni	83 033	100 880	125 942	
Juli	65 957	85 194	117 514	
August	57 196	87 046	128 382	
September	51 352	89 136	143 873	
Oktober	66 613	138 744	212 866	
November	225 482	284 122	379 048	
Dezember	515 924	607 427	674 445	

* Monatsmitte.

Mitte Mai 1930 waren also rund 350 000 Baufach- und Bauhilfsarbeiter mehr arbeitslos als Ende Mai 1927. Mit Tiefbauarbeitern, welche von der Arbeitslosenstatistik nicht besonders erfaßt werden, erhöht sich die Gesamtzahl der arbeitslosen Bauarbeiter auf rund 500 000.

Setzt man die Zahl der arbeitslosen Baufach- und Bauhilfsarbeiter in den einzelnen Monaten des Jahres 1927 = 100, so beträgt sie demgegenüber im Jahre 1930:

Ende Januar	174%
Ende Februar	191%
Ende März	257%
Ende April	303%
Mitte Mai	345%

1927 waren ähnlich günstige Witterungsverhältnisse wie in diesem Frühjahr. Die Abweichung gibt daher für 1930 die nicht auf Saisonschwankungen, sondern ausschließlich auf die Krisenlage zurückgehende Verschlechterung wieder.

Senkung der Eisenpreise. Die Verkaufsverbände der Deutschen Rohstahlgemeinschaft haben am 12. Juni 1930 den schon angekündigten Preisabbau von 4 RM pro Tonne vorgenommen, der sich auf alle neuen Käufe rückwirkend ab 1. Juni bezieht. Die Preise werden gesenkt:

für Formeisen,				
Frachtbasis Oberhausen	von 138 auf	134	RM p. t.	
„ Neunkirchen	„ 132 „	128	„ „ „	
für Stabeisen				
Frachtbasis Oberhausen	141	137	„ „ „	
„ Neunkirchen	135	131	„ „ „	

Ferner wurde beschlossen, den Aufpreis auf Siemens-Martin-Material um 2 RM zu ermäßigen.

Die Rohstahlgemeinschaft hat in ihrem der Presse zugeleiteten Beschluß die Hoffnung ausgesprochen, daß auch andere Wirtschaftsgruppen diesem Beispiel folgen werden, um auch das ihrige zu einer Belebung der Wirtschaft und Milderung der Arbeitslosigkeit beizutragen. Dieser Maßnahme der Privatwirtschaft könne jedoch nur eine nachhaltige Wirkung beschieden sein, wenn die öffentliche Hand die Erfolgsmöglichkeiten nicht durch zusätzliche Belastungen durchkreuzt, sondern sie durch tatkräftige Inangriffnahme der seit Jahren verlangten Ausgabensenkung unterstützt.

Das Beispiel der hauptsächlich unter dem Druck sehr niedriger Weltmarkteisenpreise erfolgten Preissenkung, dessen sich die Rohstahlgemeinschaft rühmt, erscheint vom Standpunkt der eisenverarbeitenden Industrie leider durchaus unzulänglich, um den Anfang einer allgemeinen Selbstkostensenkung zu bilden. Wollte man eine spürbare Wirkung in dieser Richtung erreichen, so hätte man schon den Mut zu größeren Ermäßigungen aufbringen müssen, die u. E. auch im Bereiche des Möglichen lagen.

Die Süddeutsche Eisenzentrale, Mannheim, hat ihre Lagergrundpreise mit Wirkung vom 1. Juni d. J., weil Stück-

gutfrachten und Umsatzsteuer gestiegen sind, unbegreiflicherweise um 5 RM pro Tonne erhöht, wodurch die von der Stahlgemeinschaft vorgenommene Preissenkung für die Beziehung kleinerer Mengen aufgehoben wird. Die Arbeitsgemeinschaft der eisenverarbeitenden Industrie hat hiergegen schärfsten Widerspruch erhoben und gefordert, daß die Preiserhöhung rückgängig gemacht wird.

Erhöhte Umsatzsteuer für Großbetriebe. Der Antrag der baugewerblichen Spitzenverbände, nach welchem die Erstellung von Wohnbauten jedweder Art nicht als Umsatz im Einzelhandel im Sinne des § 48 a der Durchführungsbestimmungen zum Umsatzsteuergesetz gelten soll, hat in dem vom Vorläufigen Reichswirtschaftsrat bestellten Zwölfer-Ausschuß keine Mehrheit gefunden. Der Vertreter des Reichsfinanzministeriums erklärte, daß von allen in Betracht kommenden Bauten lediglich die Erstellung von Privathäusern, deren Bau von den Besitzern direkt in Auftrag gegeben wird, unter die erhöhte Umsatzsteuer falle, sofern der Gesamtumsatz der ausführenden Bauunternehmung im vorangegangenen Steuerabschnitt 1 Mill. Reichsmark erreicht hat, während alle anderen Bauten, vor allem Mietshäuser, durch den Begriff der „gewerblichen Weiterveräußerung“ gedeckt seien.

Diese Feststellung ist zutreffend, jedoch ist dann um so weniger zu verstehen, warum bei dem sehr kleinen Kreis von Fällen die erhöhte Steuer in der Bauwirtschaft nicht überhaupt fallen gelassen wird. Der Gesetzgeber hat, indem er die Errichtung von Wohngebäuden durch gemeinnützige Siedlungsunternehmungen (i. S. des Reichssiedlungs- und des Reichsheimstättengesetzes) ebenso wie das Verpachten und Vermieten von Grundstücken von der Umsatzsteuer ganzlich befreit hat (§§ 29 und 30 der Durchführungsbestimmungen zum UStG. und § 2 UStG.) zum Ausdruck gebracht, daß er bisher bestrebt war, den Bau von Wohnungen und insbesondere von Heimstätten und Kleinwohnungen durch steuerliche Vorteile zu fördern.

Die Heranziehung einiger weniger Wohnungsbauten zur erhöhten Umsatzsteuer, wie sie jetzt erfolgen soll, steht zu diesen Tendenzen in unverständlichem Widerspruch. Die erhöhte Steuer würde vornehmlich den Bau von Eigenheimen treffen, z. B. auch solche Bauten, die von Bausparkassenmitgliedern, von Arbeitern und Angestellten usw. errichtet werden, welche sich die Mittel für ihr Eigenheim sauer erspart haben. Man erfaßt also gerade die Bauten, die bisher steuerlich besonders begünstigt werden sollten.

Der nunmehr vorliegende Entwurf der endgültigen Durchführungsbestimmungen unterscheidet sich von den vorläufigen Bestimmungen besonders darin, daß Lieferungen an Reich, Länder oder andere öffentlich-rechtliche Verbände nicht als Umsatz im „Einzelhandel“ gelten sollen. Der Entwurf wird noch dem Reichsrat vorgelegt werden. Die baugewerblichen Spitzenverbände haben daher ihren Antrag, nach welchem die Erstellung von Bauten jedweder Art nicht als Umsatz im Einzelhandel gelten soll, den Ländern zugeleitet.

Durch Annahme des Gesetzes zum Zwecke der Erleichterung und Verbilligung der Kreditversorgung der deutschen Wirtschaft vom 9. Juni 1930 ist die Regierung nunmehr ermächtigt worden, die zu diesem Zwecke vorgesehenen Maßnahmen auf steuerlichem Gebiete (vgl. Bauingenieur Nr. 21, S. 370), insbesondere die Aufhebung der Kapitalertragssteuer vorzunehmen. Dies ist bereits durch Verordnung des Reichsfinanzministers geschehen, und zwar wird die Kapitalertragssteuer ab 2. Januar 1931 nicht mehr zur Erhebung kommen. Die lange Hinausschiebung des Termins ist allerdings sehr unerfreulich, zumal auf diese Weise noch drei Vierteljahrstermine einschl. des 1. Januar 1931 unter die Steuerpflicht fallen und deshalb die gerade in diesem Jahr so erwünschte Auswirkung auf den Kapitalmarkt noch nicht erfolgen kann.

Die Regiearbeit der öffentlichen Hand hat in letzter Zeit stark zugenommen. Reichsbahn und Reichspost suchen die infolge der schlechten Wirtschaftslage und des dadurch bedingten Verkehrsrückganges freigestellten Werkstättenarbeiter bei Bauarbeiten, z. B. beim Ausheben von Kabelgräben, bei der Instandhaltung des Oberbaues usw. zu beschäftigen. Selbst die Wasserstraßenverwaltungen des Reiches und der Länder haben, einer Forderung ihrer Betriebsräte folgend, Bauarbeiten als Selbstunternehmer in Angriff genommen. Die Regiearbeit der Kommunen im Straßenbau hat einen immer größeren Umfang angenommen.

Dies geschieht, obgleich sich gerade in letzter Zeit der Kampf aller einsichtigen Elemente gegen staatssozialistische Experimente richtet, die zu der augenblicklichen Zuspitzung der Wirtschaftslage mit beigetragen haben. Es ist zur Genüge bekannt, daß bei zutreffendem Vergleich die Regiearbeit erheblich teurer ist als die in freier Verdingung vergebenen Arbeiten, weil die Behörden nicht über die gleichen organisatorischen und kaufmännischen Erfahrungen und Fähigkeiten verfügen wie der Unternehmer und seine aufsichtsführenden Organe.

Noch am 28. Mai 1930 hat die Reichsregierung auf einen Reichstagsbeschluß, daß alle irgendwie entbehrlichen öffentlichen Regiebetriebe abgebaut werden sollen, geantwortet, daß alle behördlichen Lieferungen und Leistungen als Selbstunternehmer nach Möglichkeit eingeschränkt werden sollen, soweit es die dienstlichen Belange irgend-

wie gestatten. Es wäre zu wünschen, daß dieser Wille der Zentralbehörden von den nachgeordneten Dienststellen mehr wie bisher beachtet würde. Es ist ein unertraglicher Zustand, daß die öffentliche Hand als Selbstunternehmer auftritt, während die im freien Beruf tätigen Unternehmungen bitter um Existenz und Aufkommen ringen.

Die baugewerblichen Spitzenverbände haben in einer an alle bauvergebenden Stellen gerichteten Eingabe nachdrücklichst die sofortige Einstellung aller Regiearbeiten gefordert.

Rechtsprechung.

Das einer Gemeinde gegebene Versprechen, die einem Dritten obliegende Wertzuwachssteuer zu zahlen, ist rechtsgültig und kann von der Gemeinde vor den ordentlichen Gerichten eingeklagt werden. (Urteil des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 4. Februar 1929 — VI. 362/28.)

R. kaufte im Jahre 1925 von A. ein Grundstück zum Preise von M. 28 000. Nach Zahlung des Kaufpreises im Februar 1926 wurde er als Eigentümer eingetragen. Vereinbarungsgemäß hatte R. unter andern auch die Wertzuwachssteuer zu tragen. Durch schriftliche Erklärung vom 15. Januar 1926 hat R. der Gemeinde B. gegenüber die Zahlung der Wertzuwachssteuer übernommen. Diese hat den Verkäufer A. zur Wertzuwachssteuer veranlagt und verlangt deren Zahlung von R. unter Berufung auf die Verpflichtungserklärung vom 15. Januar 1926. R. will nicht zahlen, da er die Wertzuwachssteuer nur unter der Voraussetzung übernommen habe, daß keine Aufwertungsansprüche von Hypothekengläubigern an ihn herantreten würden. Inzwischen habe jedoch ein Hypothekengläubiger einen hohen Aufwertungsbeitrag gegen ihn erstritten. Verkäufer müsse ihn davon befreien, dann bestehe aber kein Wertzuwachs mehr. Die Gemeinde B. hat R. auf Zahlung der gegen A. veranlagten Wertzuwachssteuer vor den ordentlichen Gerichten verklagt.

Das Reichsgericht hat in Übereinstimmung mit den Vorinstanzen den R. zur Zahlung verurteilt. R. haftete zwar kraft Gesetzes der Gemeinde bis zum Höchstbetrag von 25% des Veräußerungspreises für die Steuer selbst, jedoch nur für den Fall, daß diese von dem Veräußerer A. nicht beigetrieben werden konnte. Eine besondere Veranlagung, die erfolgen mußte, war ihm jedoch nicht zugestellt. Es handelt sich also um die Steuerschuld eines andern, des Veräußerers A. Zu deren Bezahlung konnte sich R. nach bürgerlichem Recht wirksam verpflichten und hat sich auch durch seine schriftliche Erklärung vom 15. Januar 1926 verpflichtet. Ausreichenden Anlaß zur Abgabe einer solchen Verpflichtungserklärung gab dem R. der Umstand, daß er dem A. gegenüber gehalten war, die Steuer zu bezahlen, sowie daß er die Möglichkeit hatte, auf diese Weise Stundung zu erwirken.

R. kann auch seine Verpflichtungserklärung vom 15. Januar 1926 nicht etwa wegen Irrtum über die Aufwertungskosten anfechten. Denn ein Irrtum darüber, daß keine Aufwertungsansprüche beständen, konnte nur die Bedeutung eines Irrtums im Beweggrunde haben. Die gegen R. erstrittenen Aufwertungsansprüche können auch nicht zur Folge haben, daß die Veranlagung des A. nachgeprüft werden müßte, und R. seine Schuldverpflichtung hätte zurückfordern können, weil die Sachlage durch die Aufwertungskosten vollkommen verändert sei. Der Rechtsgrund für die Verpflichtungserklärung des R. gegenüber der Gemeinde B. bildet die rechtskräftige Veranlagung des Verkäufers A., die nicht mehr abgeändert oder aufgehoben werden kann. Ob R. von A. wegen der Aufwertungslast einen Ausgleich im Sinne der Rechtsprechung des Reichsgerichts, Civils. 112, 329, 119, 133 verlangen kann, ist für diesen Rechtsstreit belanglos, da diese Frage nur in die Rechtsbeziehungen zwischen R. und A. eingreift.

Das Recht des Dienstherrn auf sofortige Entlassung aus wichtigem Grunde wird ausgeschlossen, wenn der Dienstherr trotz Kenntnis des wichtigen Grundes sein Entlassungsrecht nicht alsbald ausübt. Ein Angestellter wird von seiner Haftung auf Schadensersatz wegen Pflichtwidrigkeit nicht durch die Pflichtwidrigkeit eines andern, aufsichtführenden Angestellten entlastet. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 2. Dezember 1928 — 393/28.)

K. war seit April 1908 bei der L. A. G. als Leiter der Gerätebeschaffungsstelle angestellt. Nach dem Anstellungsvertrag hatte er für den Fall der Entlassung Anspruch auf das satzungsgemäße Ruhegehalt. Wegen fahrlässiger ihren Interessen schädlicher ungesicherter Kreditgewährung an die im November 1925 in Konkursgeratene M. A. G. nimmt die L. A. G. den K. auf Schadensersatz in Höhe von mindestens M 100 000 in Anspruch. Der Vorstand der L. A. G. hat die fristgemäße Kündigung des Dienstvertrages zum 31. März 1926 beschlossen. Dem K. wurde am 22. September 1925 erklärt, die Bewilligung eines Ruhegehalts erfolge unter dem Vorbehalt, daß die weitere Untersuchung nicht Anlaß zur fristlosen Entlassung biete. Am 10. April 1926 wurde dem K. ab 1. April 1926 das satzungsgemäße Ruhegehalt bewilligt. Zur Deckung der Schadensersatzansprüche hatte die L. A. G. dem K. bereits gewisse Dienstbezüge für Oktober 1925, Dezember 1925 und Januar 1926 nicht gewährt und will ihm bis zur Tilgung der Schadensersatzforderung den pfändbaren Teil seines Ruhegehalts abziehen. K. bestreitet die Berechtigung dieser Abzüge und Vorenthaltungen und hat seine Ansprüche durch Klage gegen die L. A. G. geltend gemacht. Die L. A. G. rechtfertigt ihr Vorgehen dadurch, daß sie zur fristlosen Entlassung des K.

berechtigt gewesen und daher zur Gewährung von Ruhegehalt nicht verpflichtet sei.

Das Reichsgericht hat die Klage des K. abgewiesen. Die L. A. G. kann die Ablehnung des Ruhegehalts nicht darauf stützen, daß sie zur sofortigen pensionslosen Entlassung des K. berechtigt gewesen sei. K. ist niemals sofort pensionslos entlassen worden, vielmehr wurde ihm am 10. April 1926 mitgeteilt, daß ihm das satzungsgemäße Ruhegehalt bewilligt sei, nachdem die L. A. G. vorher eine weitere Untersuchung angezeigt und ihre Entscheidung sich vorbehalten hatte. Damals hat die L. A. G. alle dem K. zur Last gelegten Tatsachen genau gekannt. Hielt sie diesen Tatbestand zur Zurückziehung des Ruhegehalts nicht für ausreichend, wollte wohl aber einzelne später hervorgetretene Züge des Gesamtbildes für durchschlagend erklären, so mußte sie nun sofort handeln, falls es nicht überhaupt nach Treu und Glauben schon zu spät dazu war, weil sich diese Einzelheiten längst durch die eigene Untersuchung hätten gewinnen lassen oder ohnehin als vorhanden anzunehmen waren. Bei dieser Sachlage kann sich die L. A. G. nicht mehr darauf berufen, daß sie zur sofortigen pensionslosen Entlassung des K. und daher zur Verweigerung des Ruhegehalts berechtigt gewesen sei.

Dagegen sind die Geldansprüche des K. durch die Schadensersatzforderungen der L. G. A. aufgezehrt. Dem K. fällt insofern ein Verschulden zur Last, als er der M. A. G. in unkaufmännischer Weise einen hohen ungedeckten Kredit gewährt und längere Zeit nichts zur Beitreibung der kreditierten Beträge getan hat. Zu seiner Entlastung kann sich K. nicht darauf berufen, daß sein unmittelbarer Vorgesetzter W. von den Geschäften mit der M. A. G. durch Rücksprachen Kenntnis hatte und denselben als einwandfrei zugestimmt hat. Die Stellung des K. war vollkommen selbständig, er hatte insbesondere die vorkommenden Rechtsgeschäfte allein abzuschließen. W. hatte nur die allgemeine Aufsicht, ohne sich um Einzelheiten kümmern zu können. Selbst wenn aber W. seine Aufsichtspflicht verletzt und bewußt dem pflichtwidrigen Vorgehen des K. zugestimmt hätte, so würde dies nur eine Verantwortlichkeit des W. gegenüber der L. A. G. als Dienstherrn begründen, den K. jedoch nicht entlasten.

Zur Versagung des rechtlichen Gehörs im schiedsrichterlichen Verfahren. (Urteil des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 5. März 1929 — VII 370/28.)

S. hatte durch Klage vor dem vereinbarten Schiedsgericht von M. Schadenersatz wegen Nichterfüllung eines Vertrages über Lieferung von Holz verlangt, da M. das ihr von S. gelieferte Holz zum größten Teil nicht abgenommen hatte. Und zwar beansprucht S. den Unterschied zwischen dem Einkaufspreis, zu dem er sich bei D. eingedeckt haben will, und dem mit M. vereinbarten Preis. S. hat zunächst einen Teilbetrag von RM. 5000 eingeklagt. Durch Schiedsspruch vom 29./30. Oktober 1927 wurde M. zur Zahlung von RM. 141 390,68 verurteilt.

M. hat gegen S. auf Aufhebung dieses Schiedsspruchs wegen Versagung des rechtlichen Gehörs geklagt. Wie er vorträgt, hat ihr Vertreter, Rechtsanwalt Z., in der Verhandlung vom 29. Oktober 1929 vor dem Schiedsgericht unter Hinweis auf die nachträgliche Erhöhung der Klage Vertagung beantragt. Das Schiedsgericht hat den Vertagungsantrag mit der Begründung abgelehnt, daß die volle Schadenersatzberechnung bereits in der Klage vorgetragen sei. Darauf erklärte Z., er sei nur bis zu einem Objekt von RM 5000 bevollmächtigt, er nehme nur insoweit an der Verhandlung teil, bei einer Verhandlung über diesen Betrag hinaus betrachte er seine Partei als unvertreten. Das Schiedsgericht beschloß trotzdem weiter zu verhandeln, worauf Z. sich entfernte. In der weiteren Verhandlung, auf die das Urteil erging, hat S. seine Klagebegründung, er sei wegen der ganzen Restlieferung bereits durch D. gedeckt gewesen, dahin geändert, dies treffe nur für einen Teil zu, im übrigen hätte er zum gleichen Preise anderweit einkaufen können.

Das Reichsgericht hat zunächst in der Bestimmung des Schiedsvertrages: „Beide Parteien erkennen die Entscheidung der Schiedsrichter an“, keinen Verzicht auf die Rüge des mangelnden rechtlichen Gehörs gefunden, sondern ihr nur die Bedeutung beigegeben, daß ein ordnungsmäßig ergangener Schiedsspruch zwischen den Parteien Recht schaffen solle. Wenn dies auch selbstverständlich ist, so kommt es doch häufiger vor, daß in Urkunden rechtsunkundiger Personen die im Gesetz begründeten Folgen in feierlicher Weise festgestellt werden.

Im übrigen hätte M. an sich zunächst keinen Grund gehabt, sich über die Verweigerung des rechtlichen Gehörs zu beschweren. M. war zur Verhandlung geladen, er mußte für Vertretung sorgen. Die Beschränkung der Vollmacht des Z. ging auf seine Gefahr. Er hat von der ihm gegebenen Möglichkeit, Einwendungen vorzubringen, keinen ausreichenden Gebrauch gemacht. Das rechtliche Gehör ist ihm nicht versagt worden, er hat es abgelehnt.

Immerhin kann in der Begründung des Beschlusses auf Ablehnung der Vertagung die stillschweigende Zusage des Schiedsgerichts erblickt werden, kein neues Vorbringen zuzulassen. Auf diese Zusage kann sich M. rechtswirksam berufen. Insofern der Schiedsspruch auf der abgeänderten Klagebegründung, S. hätte sich eindecken können, beruht, mußte er aufgehoben werden. Soweit er auf die seitherige Begründung zurückgeht, mußte er jedoch aufrecht erhalten bleiben.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 24. April 1930.

- Kl. 4 c, Gr. 35. M 109 857. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Anwärmevorrichtung für den Inhalt der Bodentasse von Scheibengasbehältern. 24. IV. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 10. M 100 777. Maschinenfabrik G. Hausherr, E. Hinselmann & Co., G. m. b. H., Essen, Zweigertstr. 28. Nachgiebiger und einknickbarer Stempel für den Grubenausbau. 4. VIII. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 11. L 71 367. Gottfrid Alexander Lambert, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Noll, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbare Vorrichtung zum Verdichten von Straßendecken. 20. III. 28. Schweden 31. XII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 33. B 126 278. Valentin Bosch u. Johann Bosch, Bamberg. Zugsicherung gegen das Überfahren eines auf Halt stehenden Streckensignals. 3. VII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 38. W 79 158. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur Überwachung des Eisenbahnbetriebes. 23. IV. 28.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 57 934. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Fahrdrahtalter für elektrische Bahnen. 27. V. 29.
- Kl. 35 b, Gr. 3. M 108 741. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Wippkran mit auf einer Führungsbahn des Krangerüsts hin- und herbeweglichen Umlenkrolle für das Lastseil. 9. II. 29.

- Kl. 37 b, Gr. 2. J 33 302. Industrierwerke F. P. Hamberger G. m. b. H., Rosenheim, Bayern. Holzplatte mit quer zur Faserrichtung eingeschobenen Verstärkungsleisten. 21. I. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 1. H 112 156. Gustav Olof Wolfgang Heijkenskjöld, Stockholm, Schweden; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schwimmende Badeanlage. 9. VII. 27. Schweden 13. VII. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 1. B 140 482. Walter Berger, Berlin-Friedenau, Sponholzstr. 24. Baggereimer für Ton u. dgl. 12. XI. 28.
- Kl. 80 a, Gr. 7. B 140 009. Lionel James Baker Blake, Bishop's Stortford, Herts, England; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. J. Fritze, Hamburg 1, u. Dipl.-Ing. C. Stoepel, Berlin SW 11. Mischmaschine für Beton, Teermakadam o. dgl.; Zus. z. Pat. 481 005. 27. X. 28. Großbritannien 4. XI. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 7. K 103 554. Koehring Company, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Mischmaschine mit einer um die waagerechte Achse umlaufenden Mischtrommel und einer die Austragsöffnung abschließenden oder freigebenden und in der Trommel drehbaren Austragsschurre. 26. III. 27. V. St. Amerika 27. III. 26.
- Kl. 84 c, Gr. 2. St 44 380. Ottokar Stern, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Einleiten der Ausziehbewegung bei unmitttelbar in den Boden eingesenkten Pfählen oder bei Kernpfählen für Senkrohre. 15. VI. 28. Österreich 21. XI. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 101 948. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Hochbagger mit einer mittels eines Gelenkparallelogramms am Baggergestell geführten Förderleiter. 8. XII. 26.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Wasserbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Ing. Dr. techn. Armin Schoklitsch, ord. Professor des Wasserbaues an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn. I. Band RM 52,—; II. Band RM 78,—. Verlag Julius Springer, Wien 1930.

Seit Herausgabe des nun wohl schon nach vieler Richtung hin überholten und unzureichenden Teiles „Wasserbau“ des Handbuches der Ingenieurwissenschaften sind wenig allumfassende Werke über den Wasserbau erschienen. Es mag dies besonders daran liegen, daß das zu behandelnde Gebiet immer größer geworden ist und daß kaum ein Fachmann den Mut aufbringt, an eine erschöpfende Bearbeitung heranzugehen. Er wird sich immer bewußt sein müssen, daß auch bei größerem Umfang der Bearbeitung Lücken bleiben werden. Solche Lücken weist das vorliegende Werk naturgemäß auch auf, nicht nur hinsichtlich der Behandlung ganzer Abschnitte, sondern auch in den Abschnitten selbst. Dafür muß aber doch anerkannt werden, daß in dem Gebotenen ein großer Wert steckt. Der Umfang der einzelnen Teile des Werkes wird einigermaßen durch eine Zusammenstellung der Seiten, Abbildungen und Tabellen gekennzeichnet:

I. Band			
	Seiten	Abbildungen	Tabellen
1. Meteorologie	41	27	15
2. Gewässerkunde, Hydraulik	147	207	19
3. Bodenkunde	28	40	7
4. Baustoffe	15	8	5
5. Wasserversorgung	139	214	19
6. Ortsentwässerung	116	212	9
II. Band			
7. Stauwerke und Entnahmeanlagen	268	530	13
8. Wasserkraftanlagen	282	519	21
9. Meliorationen	26	57	8
10. Flußbau	69	151	1
11. Verkehrswasserbau	54	92	2
zusammen	1185	2057	119

Zu diesen Abbildungen und Tabellen kann gleich noch gesagt werden, daß es sich in der Hauptsache um Wiedergabe von Plänen und Bauzeichnungen (Strichzeichnungen) handelt. Bei den sonst gezeigten eigentlichen Bildern (Fotos) sind die Gegenstände hervorragend ausgeleuchtet und ausgezeichnet klar gedruckt, vielfach auch mit Bezeichnungsworten, -buchstaben oder -zahlen im Bild selbst versehen. Besonders anschaulich sind beispielsweise die Bilder der Modellversuche (Kanaleinläufe), die über Strömungserscheinungen und über Zerstörungen. Bei den Bauzeichnungen und deren Einzelheiten muß noch betont werden, daß die ebenfalls — wie man das ja von dem Verlag gewohnt ist — klaren Abbildungen unter einer Nummer meist aus mehreren Teilen, die sich oft über ganze Seiten erstrecken, bestehen. Auch sind außer den 119 angeführten Tabellen noch viel kleinere Zusammenstellungen im Text eingefügt.

Wenn also hinsichtlich der Seitenzahl der eine oder andere Abschnitt etwas dürftig erscheint, so wird dies doch in gewissem Sinne durch die Zahl und Güte der Abbildungen und dem damit gebotenen, nicht zu unterschätzenden Stoff wettgemacht. In den Teilen 1. Meteorologie und 2. Gewässerkunde, Hydraulik bringt der Verfasser mancherlei, was sonst in Wasserbauhandbüchern nicht oder nur spärlich zu finden ist (z. B. Korrelationsmethode, Geschiebe- und Sinkstoffe). Da die Meteorologie mit der Regenkarte eigentlich die Grundlage für wasserbauliche Maßnahmen gibt, hätte der Wertung dieser Karte im Zusammenhang mit den Einflüssen von Höhen- und Hanglage etwas mehr Raum gegeben werden können. Dasselbe gilt beispielsweise von der Darstellung des GW im Gegensatz zum MW, da ja das GW heute eine größere Rolle (siehe Wassergesetz) spielt als das MW.

Das Schwergewicht hat jedenfalls der Verfasser auf die Behandlung der Teile 5. Wasserversorgung, 6. Ortsentwässerung, 7. Stauwerke und Entnahmeanlagen und 8. Wasserkraftanlagen gelegt. Es sind dies ja auch Teilgebiete, in denen vorwiegend stark unterteilte und verschiedenartige Baukörper, Bauanordnungen und besonders bemerkenswerte Baumaßnahmen eine Rolle spielen, bei denen also viel Einzelteile und Einzelheiten zu behandeln sind. Dabei sind die grundlegenden und zur Entwurfsbearbeitung erforderlichen wirtschaftlichen Voruntersuchungen ausreichend angegeben und erörtert. Dasselbe gilt von den Rechnungsunterlagen für die Standfestigkeitsermittlung (z. B. Rohrleitungsbau). In manchen Abschnitten, z. B. Talsterrnenbau, Wehrbau ist besonders eingehend die Bauausführung beschrieben und mit Abbildungen belegt worden.

Überall geben die zahlreichen Beispiele starke Anregung und dürften in erster Linie demjenigen, der Entwürfe aufzustellen hat, ein Rüstzeug bieten, das er allerdings nicht in gedankenloser Wiederholung gebrauchen sollte. Es ist naturgemäß bei einer derartigen Fülle von Beispielen nicht zu verlangen, daß diese in allen Einzelheiten fehlerlos sind. Auch darf man vom Verfasser nicht fordern, daß er alle Mängel aufdeckt. Er hat es oft genug getan, indem er Richtiges gegen Falsches, Zweckmäßiges gegen Unzweckmäßiges stellte. Es muß schließlich, wie immer, dem denkenden Fachmann überlassen bleiben, sich bei allen seinen Maßnahmen Rechenschaft zu geben. Ein Bauhandbuch soll und darf niemals ein Kochbuch sein.

Jedenfalls wird keiner, der das Werk zur Hand nimmt, unbefriedigt bleiben. Und wenn er auch nicht unmittelbar alles, was er braucht, finden sollte, so wird er doch an der Hand des Gebotenen und aus den Angaben über weiteres Schrifttum in kurzer Zeit hinreichenden Aufschluß sich verschaffen können. Beger.

Arbeitsvorbereitung im Baubetrieb. Von Otto Rode. Berlin, Bauwelt-Verlag, 1929.

Es besteht Übereinstimmung darüber, daß die Veranschlagung eines Bauwerkes um so zutreffender ist, je mehr sie sich auf Nachkalkulationen ähnlicher ausgeführter Objekte stützen kann, ferner darüber, daß die Buchführung eines guten Baubetriebes in jedem Stadium eines

im Fluß befindlichen Bauauftrages den bisherigen Aufwand, die bisherige Leistung und den Wert des Geleisteten, den der Bauherr zu vergüten hat, ausweisen muß; mit anderen Worten; es muß jederzeit feststellbar sein, ob ein Bau gewinn- oder verlustbringend ist. Das Rostsche Buch behandelt diese Fragen. Es stellt hierzu ein ausführliches System, vorwiegend für großstädtische Wohnhausbauten auf. Die Organisation eines Baubetriebes löst er in acht Unterbüros auf. Er verlangt schon bei der Veranschlagung eines Bauwerkes die Herstellung umfassender Massenberechnungen und Ermittlung des Zeitaufwandes, getrennt nach den Positiven des Angebots. Für die bisher üblichen Terminpläne werden sehr komplizierte Gebilde empfohlen, gipfelnd in einem Arbeitsdiagramm. In ihm erscheinen alle Positionen des Angebotes als Rechtecke; die Breite repräsentiert den Zeitannteil in Prozenten der Gesamtzeit des Bauauftrages; die Höhe stellt den Geldwert der einzelnen Positionen in Prozenten der gesamten Angebotssumme dar. Während der Bauausführung sollen tägliche Berichte geliefert werden, die die Tagesleistungen in Mengen der einzelnen Angebotspositionen aufweisen. Wöchentlich hat der Polier eine Liste zu liefern. Sie soll angeben, wieviel Stunden jeder der einzelnen namentlich aufgeführten Arbeiter auf die einzelnen Positionen des Angebotes verwandt hat. Wenn in einer Woche 60 Arbeiter an 30 Positionen arbeiteten, haben die armen Poliere $60 \cdot 46 = 2760$ Stunden auf $60 \cdot 30 = 1800$ Rechtecke der Leistungstabelle zu verteilen. Die Ergebnisse dieser Polierliste wird im „Arbeitsbüro“ weiter verarbeitet, sodaß auf dem Konto jeder Anschlagposition der zugehörige Wochenaufwand erscheint. Am Schlusse kann die zur Position gehörige Gesamtarbeitszeit gefunden und mit der kalkulierten verglichen werden. Außerdem

werden die Bautenkosten besonders verfolgt in der Aufteilung: I. Personal, II. Baustelleneinrichtung, III. Hilfsmittel. Wöchentlich wird das Verhältnis: Baukosten geteilt durch produktive Lohnsumme errechnet und graphisch dargestellt.

Das vorstehend skizzierte System des Herrn Rode ist reichlich umständlich und bürokratisch. Es atmet den Geist gewisser, vorwiegend in Berlin beheimateter Kreise, die das historisch gewachsene Bauhandwerk als veraltet und verkalkt belächeln und die glauben, bessere, vor allem wirtschaftlichere Baumethoden mit den Waffen der Wissenschaft in Ausschüßberatungen zu gebären. „Rationalisierung“, „Typisierung“, „Normung“, „Industrialisierung“, „Bauen im Winter“ sind einige Schlagworte dieser Kreise, in denen man sich so gern an Rhetorik berauscht. Die „Synthese“ zwischen Wissenschaft und neuer Praxis ist aber bisher noch nicht geglückt. „Wirtschaftliches Bauen“ ist eben weit weniger eine Wissenschaft als eine Kunst, die sich dafür Begabte in der Schule des Lebens aneignen. Auch in Zukunft werden Erfolge im wirtschaftlichen Bauen weniger durch Systeme, durch Formulare, durch achtgliedrige Büros, als durch erfahrene, entschlußfreudige, großzügige Einzelpersönlichkeiten errungen werden.

Daß Herr Rode sich schämt, „Gewinn“ zu kalkulieren und sich auf einen „Zuschlag für Wagnis“ von 7% auf die Löhne beschränkt, sei nur nebenbei bemerkt. Auch die Baustoffe liefert er dem Bauherrn ohne Zuschlag. Wie Verluste beim Transport, beim Umladen, wie die Zinsen dafür gedeckt werden sollen, daß man Baustoffsyndikate rascher bezahlen muß als man vom Bauherrn Deckung bekommt, wie die Kosten für Garantiesummen gedeckt werden sollen, das alles bleibt Herrn Rodes Geheimnis.
B. Löser, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Denken Sie bitte daran, jetzt den Mitgliedbeitrag für 1930 einzuzahlen!

Die Brückenbauten innerhalb der Unterführung des Sachsendammes unter der Ringbahn in Berlin-Schöneberg.

Der Sachsendamm bildet einen Teil der großen Ringstraße, die die südlichen und südwestlichen Vororte Berlins, Tempelhof und Schöneberg verbindet. Die 32 m breite Straße ist an der Unterführung unter der Ringbahn und der Wannseebahn auf 10 m eingeeengt. Da diese Unterführung zugleich eine der wenigen Verbindungen zu dem südlich der Ringbahn zwischen der Potsdamer und Zossener Bahn gelegenen Gelände darstellt und außerdem noch zwei Straßenbahngleise aufnimmt, verursacht sie eine unterträgliche Einschränkung des Verkehrs. Zur Zeit führt die Stadt Berlin die Verbreiterung der Unterführungen auf 32 m l. W. durch. Die Bauarbeiten gestalten sich äußerst schwierig, da von den stark belasteten Gleisen der Ringbahn sowie der Wannseebahn nicht eines vorübergehend gesperrt werden kann. Am Dienstag, den 3. Juni 1930 hatten die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Gelegenheit, die interessanten Bauarbeiten zu besichtigen. Herr Reg.-Baumeister Weyher vom Reichsbahnbetriebsamt 10, Berlin, und Herr Dr.-Ing. Röhr von der Stadt Berlin hatten liebenswürdigerweise die Führung übernommen; vorher gaben sie in kurzen Vorträgen den Besichtigungsteilnehmern einen Überblick über das Bauvorhaben und über die verschiedenen Bauzustände, wie sie bei der Durchführung der Bauarbeiten Schritt für Schritt erreicht werden sollen.

Die bestehende Unterführung des Sachsendammes unter der Wannseebahn weist nur eine Durchfahrthöhe von 3,70 m auf. Bei der Erweiterung soll die Durchfahrthöhe auf Wunsch der Stadt Berlin mit Rücksicht auf späteren Omnibusverkehr auf 4,60 m erhöht werden; daher muß die Wannseebahn um etwa 85 cm gehoben werden. Da die Wannseebahn unmittelbar daneben die Ringbahn unterfährt, muß diese wiederum vorher um rd. 65 cm gehoben werden. Die Überführung der Ringbahn über die Wannseebahn wird von zwei alten zweigleisigen Fachwerk-Schwedlerbrücken von je 40 m Spannweite gebildet, die aus den Jahren 1877 und 1892 stammen. Da diese den heutigen Lastenzügen nicht mehr genügen, ersetzt sie die Reichsbahn im Zusammenhang mit der Höherlegung der Ringbahn durch vollwandige Blechträgerbrücken auf mehreren Stützen. Die Gesamtlänge dieser Brücken wird gleichzeitig von 40 auf 60 m vergrößert, um die Möglichkeit für die Anlage eines späteren Bahnsteiges der Wannseebahn des an dieser Stelle vorgesehenen Umsteigebahnhofs offen zu halten. Um die Eisenkonstruktionen vor dem Angriff der Rauchgase des hier äußerst starken Zugverkehrs zu schützen, soll die Fahrbahn erstmalig in Eisenbeton ausgebildet werden.

Bemerkenswert für den ganzen Bauvorgang ist, daß keine provisorischen Bauwerke geschaffen werden, deren Kosten wegen der Schwierigkeit der Baustelle sehr hoch sein würden; wegen der zweigleisigen Überbauten über die Wannseebahn wäre man mit einem eingleisigen Behelfsbauwerk nicht ausgekommen. Zunächst wurde für das Gütergleis, das die Gütergleise der Ringbahn mit denen der Potsdamer Bahn verbindet, südlich ein neues angelegt; das neue Gleis

überbrückt den Sachsendamm auf einer Blechträgertragbrücke von 39 m Spannweite und 4 m Stegblechhöhe. Die Hauptträger sind der ganzen Länge nach sowie in der Mitte gestoßen, werden also in vier Stücken angeliefert; sie sind aus Baustahl St. 37. Das alte Verbindungsgleis konnte schon beseitigt werden.

Die Widerlager der neuen Überbauten der Ringbahngleise sowohl über die Straße als auch über die Wannseebahn werden nach dem Schlitzverfahren hergestellt. Man setzt an den betreffenden Stellen in den nächtlichen Betriebspausen Gleisbrücken aus Blechträgern ein, die wegen der schrägen Schnitte bis 16 m lang werden, rammt I-Träger, zwischen denen Bohlen eingezogen werden und hebt die Baugrube unter den Gleisbrücken zwischen den Bohlwänden aus. Dann werden die Widerlager betoniert. Wegen ihrer großen Höhe (bis 13 m) und der erheblichen Bremskräfte des Lastenzuges N beträgt die Fundamentbreite der Widerlager bis 7,15 m.

Nach Herstellung der Widerlager werden nördlich der Personengleise und südlich der Gütergleise der Ringbahn eingleisige Überbauten über die Wannseebahn sowie über die Straße hergestellt, über die das Personengleis nach Ebersstraße bzw. das Gütergleis nach Tempelhof hinübergeführt werden. Das Personengleis von Ebersstraße sowie das Gütergleis von Tempelhof benutzen dann gemeinsam die ehemaligen Personengleisbrücken, so daß die Gütergleisbrücken beseitigt und die neuen Überbauten für zwei weitere Gleise an ihrer Stelle eingebaut werden können. Die Überbauten über die Straße sind Blechträger-Deckbrücken aus St 52 von denselben Abmessungen wie die obengenannte Tragbrücke; die drei südlichen Überbauten haben die beiden mittleren Hauptträger gemeinsam; das Gewicht eines beiderseitig belasteten Hauptträgers beträgt rd. 70 t, das der einseitig belasteten 60 t. Nach Fertigstellung dieser Überbauten können auch die alten Personengleisbrücken beseitigt werden. Es bleibt dann zwischen den Personengleisen der Ringbahn genügend Raum, um später hier einen Bahnsteig anlegen zu können.

Besondere Schwierigkeiten werden die mehrmals notwendigen Gleisverschwenkungsarbeiten bereiten, die jedesmal in der kurzen nächtlichen Betriebspause durchgeführt werden müssen. Besonders erschwerend hierbei wirkt, daß unmittelbar neben der Baustelle eine Kreuzung des Personengleises von Tempelhof mit dem nach dem Potsdamer Ringbahnhof liegt.

Entwurf und Bauleitung für den Umbau der Straßenunterführung unterliegen der Abt. II des Brückenbauamtes der Stadt Berlin (unter Leitung von Herrn Magistratsoberbaurath Cornehlis). Der Umbau der Ringbahnüberführung über die Wannseebahn sowie alle Fragen, die mit dem Eisenbahnbetrieb zusammenhängen, unterstehen der Leitung des Vorstandes des Reichsbahnbetriebsamtes 10, Herrn Reichsbahnrat Binder. Sämtliche Tiefbauarbeiten werden von der Firma Christoph & Unmack G. m. b. H., Berlin, die eisernen Überbauten über den Sachsendamm durch die Firma Christoph & Unmack A.-G., Niesky O.-L. und die Überbauten über die Wannseebahn von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführt.