

DIE „DIRETTISSIMA“ BOLOGNA—FLORENZ.

Bericht von Gotthard Escher, Mailand.

Am 21. April d. J. ist die neue Bahnstrecke Bologna—Florenz, die sog. „Direttissima“ dem Verkehr übergeben worden. Über die neue Linie, welche eine bedeutende Verbesserung des Verkehrs zwischen der Poebene und Mittelitalien bedeutet, sollen nachstehend einige Mitteilungen gemacht werden.

Die Verbindung zwischen Bologna und Florenz wurde bisher durch die Linie Bologna—Porretta—Pistoia—Florenz (vgl. Abb. 1 u. 2) und die etwas weiter süd-östlich den Appennin überschreitende Linie Bologna—Faenza—Florenz bewerkstelligt. Jene, die sog. „Porrettana“ wurde im Jahre 1864 eröffnet. Sie führt von Bologna aus durch das Tal des Reno, erreicht die Paßhöhe auf 616 m und führt dann über Pistoia nach Florenz. Ihre Länge beträgt 132 km.

Die „Direttissima“ ist zweigleisig. Alle schienengleichen Übergänge sind vermieden; die stärkste Steigung in offener Strecke beträgt 12‰, in den Tunneln nur 8‰; im großen Tunnel werden sogar nur 5,77‰ erreicht. Als kleinster Krümmungshalbmesser wurden 600 m zugelassen. Alle Haltestellen sind mit Überholungsgleisen von 500 m Länge versehen. Als höchste Fahrgeschwindigkeit sind auf der Nordseite 120 km in der Stunde und auf der Südseite 100 km in der Stunde vorgesehen. In Zusammenstellung 1 sind die wichtigsten technischen Merkmale der Linie im Vergleich zu denen der beiden älteren Linien angegeben. Daraus ist ohne weiteres die Überlegenheit der neuen Linie ersichtlich, welche den durchgehenden Verkehr zu bewältigen hat, während die beiden

Längsschnitt der „Direttissima“.

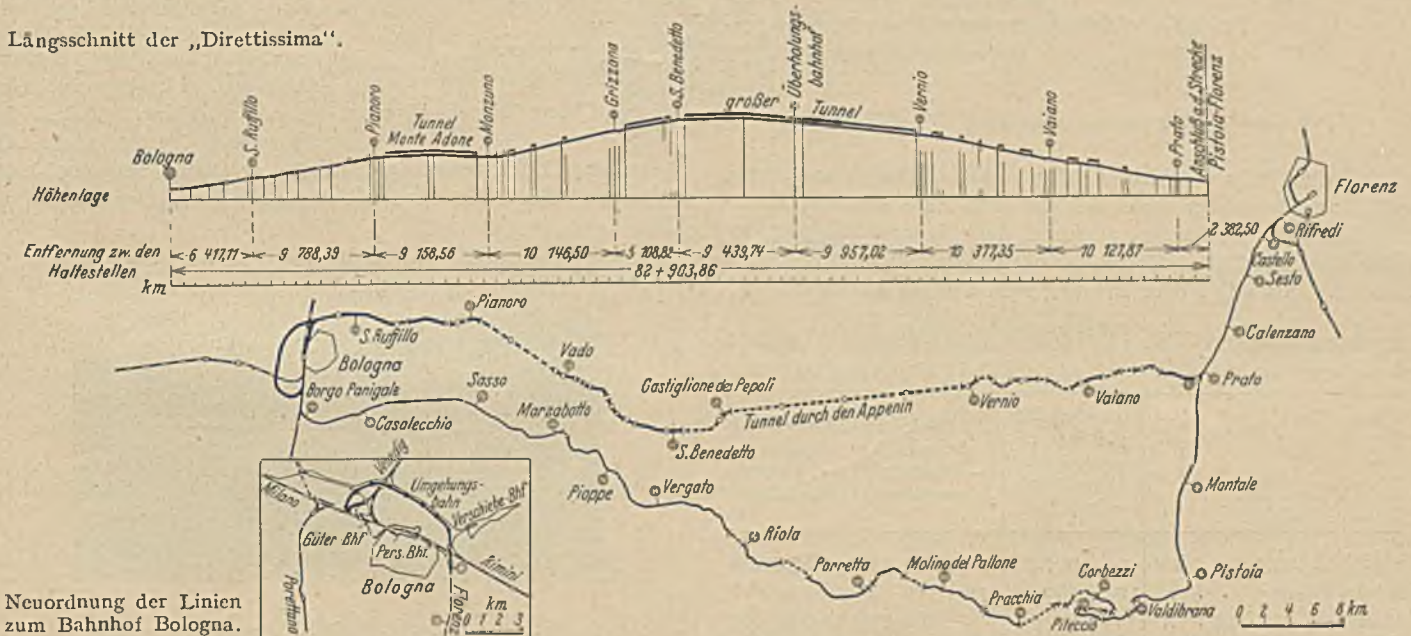


Abb. 1. Lageplan der „Direttissima“ und der „Porrettana“.

Die Bahn ist eingleisig und hat ungünstige Steigungen und Krümmungen, so daß sie einem starken Verkehr nicht genügen kann. Die andere Verbindung, die „Faentina“, entwickelt eine Länge von rund 150 km und hat ebenfalls den Charakter einer Nebenbahn.

Obwohl man die Unzulänglichkeit beider Linien schon vor ihrer Inbetriebnahme erkannt hatte und man sich schon seit den 70er Jahren des vergangenen Jahrhunderts mit Studien für eine bessere Verbindung beschäftigte, ging man doch erst im Jahre 1908 an die Bearbeitung des Entwurfs einer leistungsfähigeren Linie. In Bologna wurde ein besonderes Amt dafür eingerichtet, dessen Entwurf dann im Jahre 1911 von der Regierung genehmigt wurde.

Die neue Linie führt vom Bahnhof Bologna aus zunächst in das Tal des Savena; nach der Haltestelle Pianoro wird der Monte Adone durchschritten und die Bahn gelangt in das Tal des Setta, dem sie auf eine Länge von ungefähr 15 km folgt, um dann im großen Tunnel von 18 507 m Länge den Appennin zu durchfahren. Der höchste Punkt der Bahn liegt 323 m über dem Meeresspiegel oder 289 m über dem Ausgangspunkt Bologna. Nach Verlassen des Tunnels führt die Bahn den Hängen des Bisenzio-Tales entlang zur Haltestelle Prato, wo die frühere Linie Bologna—Pistoia—Florenz wieder erreicht wird.

älteren Linien dem Lokalverkehr dienen sollen, gegebenenfalls auch zur Entlastung der Hauptlinie herangezogen werden können.

Die Entwicklung der Arbeiten in den Jahren 1913 bis 1922.

Gleichzeitig mit dem Entwurf der Linie wurde ein Baubetriebsplan aufgestellt, der vor allem auf das schwierigste Bauwerk, den großen Tunnel Rücksicht nahm. Man sah voraus, daß das Gebirge starke Zimmerungen erfordern und daß daher der Vortrieb nur langsam fortschreiten würde. In der Mitte des Tunnels bei Ca Landino, in einer Entfernung von 123 m voneinander, wurden zwei Schächte angeordnet, um dadurch gleichzeitig an vier Stellen im Tunnel arbeiten zu können. Gleichzeitig mit dem großen Tunnel sollten auch die Zufahrtsstrecken ausgeführt werden. Für die Zufuhr der Baumaterialien auf den bestehenden Straßen kam nur die Strecke im Tal des Savena nördlich des Tunnels durch den Monte Adone in Betracht, weil sie dort nahe der Bahnlinie verlaufen. Im übrigen lagen aber die Straßen weiter entfernt, dazu meistens auf der dem Bahnkörper entgegengesetzten Bahnseite; man hätte daher besondere Zufahrtsstraßen zu den verschiedenen Baustellen herstellen müssen, wodurch die Materialzufuhr sich zu sehr ver-

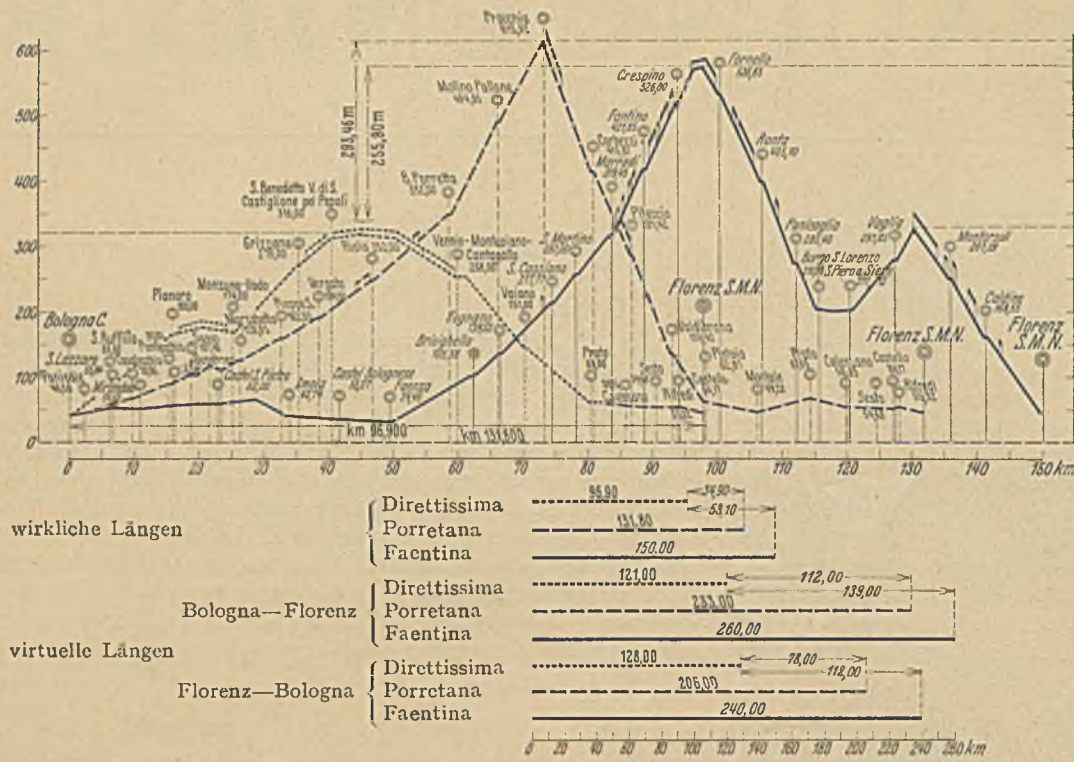


Abb. 2. Längsschnitt mit Angabe der wirklichen und der virtuellen Längen der drei Linien Bologna—Florenz.

teuert hätte. Man verzichtete daher auf die Straßen und baute zwei Dienstbahnen, von denen eine auf der Nordseite bei der Haltestelle Sasso der Porrettana abzweigt und bis zum Eingang des großen Tunnels führt, während die andere auf der Südseite die Haltestelle Prato mit dem Eingang zum Tunnel verbindet.

Zusammenstellung 1. Vergleichende Daten zwischen der neuen und den beiden älteren Linien.

| | Direkte Linie Bologna—Florenz „Direttissima“ | Linie Bologna—Pistoia—Florenz „Porrettana“ | Linie Bologna—Faenza—Florenz „Faentina“ |
|--------------------------------------|--|--|---|
| Wirkliche Länge . . . km | 96+907,98 | 131+834,33 | 150+349,60 |
| Virtuelle Länge . . . „ | 124+500 | 219+500 | 250+000 |
| Eingleisige Strecken . . . „ | — | 109+182,55 | 100+948,60 |
| Zweigleisige Strecken . . . „ | 96+907,98 | 22+651,58 | 49+401,00 |
| Strecken im Tunnel . . . „ | 36+805,95 | 18+475,31 | 23+743,94 |
| Kleinster Krümmungshalbmesser . m | 600 | 300 | 300 |
| Stärkste Steigung | | | |
| in offener Strecke . %/00 | 12 | 26,15 | 23,00 |
| im Tunnel „ | 8 | 25,27 | 24,99 |
| in den Haltestellen . . . „ | 2,50 | 26,00 | 3,00 |
| Höhe des Scheitelpunktes m | 322 | 616 | 578 |
| Gewicht der Schienen kg | 50,6 | 36 | 36 |
| Art des Betriebs | elektrisch | elektrisch | Dampf |

Die Bedienung der beiden Schächte von Cà Landino geschah durch eine Seilbahn, die von der Endstation der Dienstbahn am nördlichen Eingang des großen Tunnels ausgeht. Die zum Abwärtsrutschen neigenden Hänge hätten dort die Anlage eines festen Bahnkörpers zu sehr erschwert; außerdem hätte das abschüssige Tal eine zu starke Steigung der Bahn verlangt.

Der Bau begann im Jahre 1913 mit der Strecke Bologna—Pianoro und der Dienstbahn im Tal des Setta. Im Jahre 1914 wurde dann auch die Dienstbahn im Tal des Bisenzio auf der Südseite in Angriff genommen. Infolge des Krieges konnte bis zum Jahre 1918 erst die obengenannte Strecke der Bahn und die beiden

Dienstbahnen fertiggestellt werden. In der Nachkriegszeit waren die Erschöpfung des Landes, die Unzuverlässigkeit der Arbeiter und der Mangel an kräftiger Führung dem Fortgang der Arbeiten wiederum wenig förderlich, so daß bis zum Jahre 1922 nur ein kurzes Stück des großen Tunnels und der Zufahrtsstrecken fertiggestellt waren. Erst die faschistische Regierung, die im Oktober 1922 ans Ruder kam, brachte neues Leben. Ein Versuch, die Arbeiten an private Bauunternehmungen zu vergeben, scheiterte an zu hohen Forderungen derselben, weshalb die Bauleitung die Arbeiten in eigener Verwaltung weiterführte.

Die Einrichtung der Baustellen.

Die Dienstbahnen im Tal des Setta bzw. des Bisenzio (Abb. 3 u. 4) hatten eine Länge von 25,9 bzw. 21,6 km. Die Spurweite betrug 95 cm, die Breite der Dammkrone 3,5 m, die stärkste Steigung hatte 20%/00, der kleinste Krümmungshalbmesser 60 m. Der Betrieb, der



Abb. 3. Dienstbahn. Brücke in Eisenbeton über den Reno.

vom 1. Januar 1920 bis zum 31. Juli 1931 dauerte, wurde mit 14 Lokomotiven von 200—400 PS und 216 Wagen durchgeführt.



Abb. 4. Brücke der Dienstbahn über den Setta.

Die beiden Bahnen beförderten rd. 2,6 Mill. t. Die Kosten für Herstellung der Bahnen und den Ankauf des rollenden Materials

betragen 23,8 Mill. Lire. Die Kosten des Betriebes stellten sich durchschnittlich auf 0,80 Lire je t und km einschließlich Abschreibungen der Baukosten.

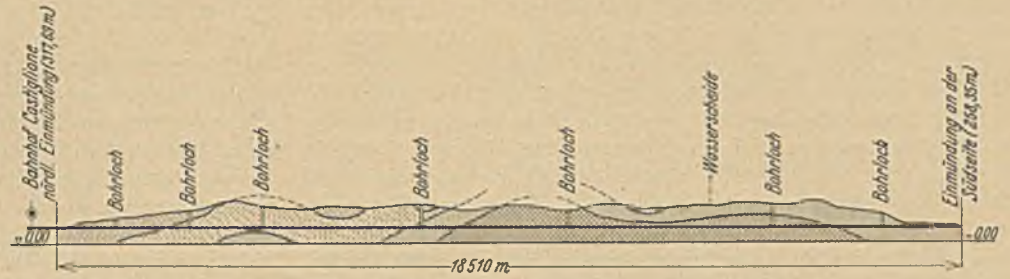
Die Seilbahn hatte in Luftlinie gemessen eine Länge von 9 km und überwand einen Höhenunterschied von 262 m. Die Leistungsfähigkeit betrug 27,5 t in der Stunde. Die Antriebsstation befand sich am oberen Ende, die Umkehrstation am unteren Ende; dazwischen waren vier Stellen zur Verankerung bzw. Spannung des Seiles vorgesehen. Die Seilbahn wurde im Jahre 1924 erbaut und blieb bis Ende 1931 in Betrieb; sie hat im ganzen 75 000 t Material befördert. Die Kosten betragen 3,10 Mill. Lire. Der Betrieb kostete etwa 40 Lire je t, d. s. etwa 10 Lire weniger, als der Transport auf einer Straße gekostet hätte.

In der Nähe der Einmündungen des großen Tunnels wurden Werkplätze für alle Bedürfnisse des Betriebes angelegt, ferner Wohnhäuser für die Arbeiter mit allen erforderlichen sanitären Anlagen, Krankenhäusern, Schulen und Kirchen. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Verhütung der Tunnelkrankheit gewidmet, deren Auftreten, obwohl die Bedingungen dafür im feuchten, lehmigen Boden günstig gewesen waren, ganz verhindert werden konnte.

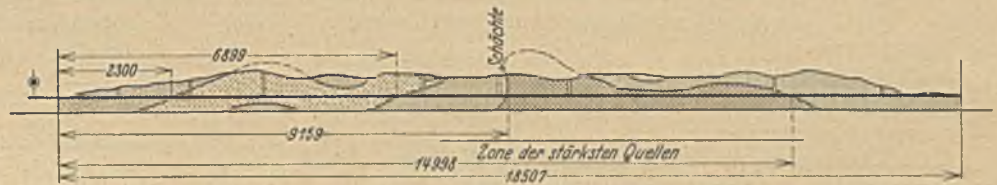
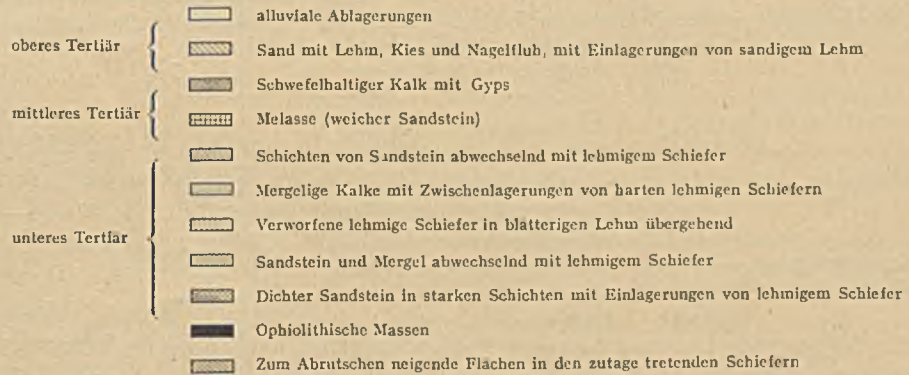
Der Bau des großen Tunnels.

Er ist eines der interessantesten Bauwerke auf diesem Gebiet. Mit einer Länge von 18 507 m ist er zwar etwas kürzer als der Simplontunnel; er mußte aber unter wesentlich ungünstigeren Be-

dingungen erstellt werden und erforderte daher einen weit größeren Aufwand an Arbeit. Der Simplon besteht aus zwei eingleisigen



a) Geologisches Profil, im Jahre 1913 aufgestellt auf Grund des zutage tretenden Gebirges und der Ergebnisse von sieben Bohrlöchern.



b) Geologisches Profil entsprechend den Ergebnissen der Ausführung.

Abb. 5.

Zusammenstellung 2. Vergleich der großen Alpentunnel mit dem großen Tunnel der „Direttissima“.

| Name des Tunnels | Linie | Länge in m | Gleis | Krümmungen | Steigungen | Paßhöhe m | Beginn der Arbeiten | Beendigung der Arbeiten | Fortschritt im Monat m | Baukosten für 1 lfdm. £ |
|------------------|------------------|------------|---------------------|--|---|-----------|--|-------------------------|------------------------|-------------------------|
| Fréjus | Torino—Modane | 13 635 | doppelt | gerade | gegen Italien 0,5 ⁰ / ₁₀₀ gegen Frankreich 22,9 ⁰ / ₁₀₀ 27,5 ⁰ / ₁₀₀ | 1295 | Oktober 1857 | 26. XII. 1870 | 150 | 5 500 |
| Gotthard . . . | Chiasso—Luzern | 14 920 | doppelt | gerade | vom nördl. Eingang bis zur Mitte 5,82 ⁰ / ₁₀₀ dann 0,5—2 ⁰ / ₁₀₀ | 1155 | nördl. Eing. 4. VI. 1871 südl. Ein. 1. VIII. 1871 | 28. X. 1880 | 210 | 4 500 |
| Arlberg . . . | Innsbruck—Buchs | 10 280 | doppelt | gerade | 15 ⁰ / ₁₀₀ | 1310 | 14. VI. 1880 | 19. XI. 1883 | 326 | 4 864 |
| Simplon . . . | Domodossola—Brig | 19 802 | 2 Tunnel zu 1 Gleis | gerade, die Einmündungen in Krümmung von 1400 m Halbm. | gegen die Schweiz 2 ⁰ / ₁₀₀ gegen Italien 7 ⁰ / ₁₀₀ | 705 | 15. VIII. 1898 | 24. II. 1905 | 247 | 5 000 |
| Loetschberg . | Brig—Bern | 14 536 | doppelt | gerade mit 2 eingeschalteten Kurven | nördl. Eingang 7 ⁰ / ₁₀₀ südl. Eingang 3,8 ⁰ / ₁₀₀ | 1246 | 15. IV. 1906 | 31. III. 1911 | 373 | 3 500 |
| Appennin . . . | Bologna—Firenze | 18 507 | doppelt | gerade | Steigung 1 ⁰ / ₁₀₀ für 4775 m Gefälle 2,46 ⁰ / ₁₀₀ für 5751 m Gefälle 5,77 ⁰ / ₁₀₀ für 8981 m | 322 | südl. Eing. I. 1920 nördl. Eing. VII. 1920 | 22. IV. 1934 | 190 | 25 000 = 6200 Goldlire |

parallelen Tunneln, von denen der zweite gebaut wurde, als der erste schon in Betrieb war. Er gehört zu den Durchstichen durch altes Gebirge, in dem die Härte des Gesteins, hohe Temperaturen und Einbrüche von warmem Wasser die größten Schwierigkeiten boten. Im Appennin hingegen hatte man vielmehr mit einem Gebirge zu kämpfen, das infolge seiner geologischen Beschaffenheit und der eigenartigen Lagerung besondere Vorkehrungen erforderte, starke Zimmerungen und eine Ausmauerung, die weit über den Rahmen einer bloßen Verkleidung hinausging, vielmehr auch dem Druck des Gebirges widerstehen mußte. Wenn man ferner die starken Ausströmungen brennbaren Gases und Wassereinbrüche dazu rechnet, darf man den Appennintunnel mit Recht als den bedeutendsten seiner Art bezeichnen. Die Zusammenstellung 2 gibt einen Vergleich der großen Alpentunnel mit dem großen Tunnel der „Direttissima“.

Um die geologische Beschaffenheit des Gebirges genauer festzustellen, wurden in den Jahren 1911 und 1912 acht Bohrlöcher aus-

geführt in Tiefen zwischen 135 und 386 m (Abb. 5 a); sodann wurde im Jahre 1924 noch ein Bohrloch bis 71 m unter die Tunnelsohle hinuntergetrieben. Diese Bohrproben ergaben eine volle Bestätigung der von den Geologen vorher bestimmten Schichten, die dann auch beim Bau des Tunnels festgestellt wurden (Abb. 5 b). Vom nördlichen Eingang an wurde zunächst Sandstein mit Beimengungen von lehmigem Schiefer angetroffen, meistens in regelmäßigen, gegen Norden geneigten Schichtungen, teilweise auch mit starken Verwerfungen. Sehr bald machten sich Gasausströmungen bemerkbar, namentlich wo die lehmigen Schichten vorherrschten. Der Wasserandrang war für die erste Strecke gering. In einer Entfernung von 2380 m von der Einmündung wurde der Übergang in die unter der ersten liegende Schicht festgestellt, die hauptsächlich aus lehmigem Schiefer bestand. Die Gasausströmungen wurden stärker besonders in vereinzelt Kalksteinschichten. Nach weiteren 7 km herrschten Sandstein und Mergelschichten vor.

(Forts. folgt.)

GRUNDSÄTZE FÜR DIE GRÜNDUNG VON HAMMER-FUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing., Dr. rer. techn. W. Zeller VDI, Berlin

(Mitteilung aus der Firma Werner Genest G.m.b.H., Berlin—Tempelhof.)

Übersicht: Einleitung. — Schmiedewirkungsgrad. — Erschütterungsübertragung. — Baugrundbeanspruchung. — Zwei Beispiele. — Zusammenfassung.

Einleitung.

Bei der Anlage von Hammergründungen sind grundsätzlich drei Forderungen zu stellen:

1. Der Wirkungsgrad, mit dem die aufgewandte mechanische Energie beim Stoßvorgang nutzbringend umgesetzt wird, soll möglichst gut sein.

2. Die Baugrundbeanspruchung, die sich aus statischer und dynamischer Beanspruchung zusammensetzt, darf die zulässige Grenze nicht überschreiten.

3. Die Übertragung von Erschütterungen in die Nachbarschaft der Hammeranlage muß weitestgehend vermieden werden.

Diese Fragen sind vor kurzem von O. Fratschner¹ in ähnlicher Weise behandelt worden. Mit Rücksicht darauf und auf eine eingehende Arbeit von E. Rausch², in der insbesondere die Berechnungen der Beanspruchungen der Einzelteile der gesamten Gründung und die baulichen Schlußfolgerungen daraus behandelt werden, geht die vorliegende Arbeit auf die Punkte 1 u. 2 nur wenig ein. Was die Erschütterungsübertragung betrifft, so genügt es keineswegs, nur das gegenseitige Verhältnis von Eigenschwingungszahl des Fundamentes zur Schlagzahl des Hammers zu betrachten. Die praktische Erfahrung lehrt in Übereinstimmung mit der Theorie, daß ein z. B. durch bewehrte Korkplatten unterlegtes Hammerfundament starke Erschütterungen übertragen kann, obgleich die Eigenschwingungszahl des Fundamentes dabei sehr verschieden ist von der Schlagzahl des Hammers. Die vorliegende Arbeit verfolgt insbesondere das Ziel, Grundsätze für ein erschütterungsfreies Arbeiten von Hämmern zu entwickeln und damit auch Grundlagen für eine zweckentsprechende Änderung der Vorschriften in der RGO zu schaffen. Es zeigt sich, daß eine Gründung, die Erschütterungen vermeidet, gleichzeitig auch günstigste Verhältnisse für Wirkungsgrad und Baugrundpressung aufweist.

Bezeichnungen.

G_1 und m_1 = Gewicht und Masse des Fallbärs in kg bzw. $\frac{\text{kg/sec}^2}{\text{cm}}$

h = Fallhöhe des Bärs in cm

G_2 und m_2 = Gewicht und Masse des gesamten Hammerfundamentes in kg bzw. $\frac{\text{kg/sec}^2}{\text{cm}}$

$$Q = \frac{G_2}{G_1} = \frac{m_2}{m_1}$$

¹ O. Fratschner: Über die Anlage von Hammerfundamenten (unter Berücksichtigung der Preuß. Ausführungsbestimmungen § 16 RGO und auf Grund der Stoßgesetze). Bauing. 15 (1934), S. 73 u. 89.

² E. Rausch, Hammerfundamente, Beton und Eisen 27 (1928), S. 321.

k = Stoßziffer ($k = 0$: vollkommen unelastischer Stoß;
 $k = 1$: vollkommen elastischer Stoß)

E_1 = verfügbare Energie des Fallbärs in cm/kg

E_2 = Schwingungsenergie des Fundamentes nach dem Stoß in cm/kg

A = potentielle Energie des Fundamentes bei stärkster Zusammendrückung s der elastischen Unterlage in cm/kg

$\eta = \frac{E_2 - E_1}{E_1}$: Schmiedewirkungsgrad der Anlage

K_d = die auf den Baugrund übertragene dynamische Kraft in kg

K_s = die auf den Baugrund übertragene statische Kraft in kg

c = Federkonstante der Lagerung des Fundamentes in kg/cm

s = Weg, den das Fundament nach dem Stoß auf seiner elastischen Unterlage zurücklegt, in cm

$n_0 = \frac{1}{T_0}$ Eigenfrequenz des Fundamentes in Hz

T_s = Stoßdauer ein sec

z = Schlagzahl des Hammers je sec.

Der Schmiedewirkungsgrad.

Die Energie des Fallbärs beträgt $E_1 = G_1 \cdot h$. Unmittelbar nach dem Stoß hat das Fundament die kinetische Energie:

$$(1) \quad E_2 = E_1 \frac{m_1 \cdot m_2}{(m_1 + m_2)^2} \cdot (1 + k)^2.$$

Der Wirkungsgrad stellt sich somit dar als:

$$(2) \quad \eta = 1 - \frac{m_1 \cdot m_2}{(m_1 + m_2)^2} \cdot (1 + k)^2 = 1 - \frac{Q}{(Q + 1)^2} \cdot (1 + k)^2.$$

Die Stoßziffer k hängt vom Stoff ab und ist daher für einen bestimmten Fall ein Festwert. Zur Erzielung eines hohen Wirkungsgrades ist dafür zu sorgen, daß der Ausdruck $\frac{Q}{(Q + 1)^2}$ möglichst klein, also Q möglichst groß wird. Der Wirkungsgrad ist um so günstiger, je schwerer bei gegebenem Bärgewicht das Fundament gewählt wird. Eine elastische Trennung von Schabotte und eigentlichem Fundament ist nachteilig, wie Fratschner bereits nachgewiesen hat. Von einer solchen Trennung soll im folgenden abgesehen werden. Dabei ist vorauszusetzen, daß das Fundament ballistisch reagiert, d. h. es muß während des Stoßes in Ruhe bleiben und darf allenfalls erst nach dem Stoß in Schwingungen geraten.

Die Erschütterungsübertragung.

Der Hauptgrundsatz bei der Vermeidung von Erschütterungen ist: Die dynamische Bodenbelastung darf stets nur einen Bruchteil der statischen betragen.

Die auf den Baugrund übertragene dynamische Kraft ist: $K_d = c \cdot s$. Nach dem Energiesatz muß die durch den Stoß dem Fundament erteilte kinetische Energie E_2 gleich der potentiellen Energie A des Fundamentes in dem Augenblick größter Zusammenrückung der Elastizität sein. Diese Energie hat die Größe:

$$(3) \quad A = \frac{1}{2} c \cdot s^2.$$

Damit ergibt sich die dynamische Bodenkraft:

$$(4) \quad K_d = c \cdot s = \frac{2E_2}{s} = 2E_1 \frac{m_1 m_2}{(m_1 + m_2)^2} \cdot \frac{(1+k)^2}{s}$$

Demgegenüber ist die statische Kraft: $K_s = G_2$. Bildet man das Verhältnis, so gelangt man, wenn noch Q eingeführt wird, zu dem grundlegenden Ausdruck:

$$(5) \quad \frac{K_d}{K_s} = 2 \frac{h}{s} \cdot \frac{(1+k)^2}{(Q+1)^2}$$

Nur wenn dieses Verhältnis erheblich kleiner ist als 1, können Erschütterungen vermieden werden. Als obere Grenze ist für die Annahme einer mittleren Stoßziffer von $k = 0,6$ [(1+k)² = 2,5] ein Verhältniswert von $K_d/K_s = 0,5$ anzusetzen. Der Ausdruck Gl. (5) läßt sich noch vereinfachen, wenn man berücksichtigt, daß der Faktor $1/(Q+1)^2$ nur klein wird, wenn $Q \gg 1$ und somit 1 gegen Q vernachlässigbar ist. Diese Forderung stimmt mit der schon erwähnten Maßnahme zur Erzielung eines möglichst guten Wirkungsgrades überein.

Damit kommen wir zu einer Gleichung, die genähert die Bedingung für ein erschütterungsfreies Hammerfundament wiedergibt:

$$(6) \quad Q = \sqrt{\frac{10h}{s}}$$

Das Massenverhältnis Q von Fundament und Bär darf also nicht nur nach dem Gesichtspunkt des Wirkungsgrades gewählt werden, sondern ist mit Rücksicht auf die Erschütterungsfreiheit auch begrenzt durch das Verhältnis von Fallhöhe h zu zugelassener dynamischer Senkung s des Fundamentes.

Daraus geht hervor, daß bei gegebener Fallhöhe h ein nicht allzu großes Massenverhältnis nur dann zulässig ist, wenn ein entsprechend größerer Federungsweg s ermöglicht wird. Mit wirtschaftlichen Mitteln läßt sich bei Hammerfundamenten, die auf Platten aus Kork o. ä. gestellt sind, Erschütterungsfreiheit deshalb nicht erreichen, weil bei dem kleinen Federungsweg von Bruchteilen von Millimetern dabei ein ungeheuer großes Massenverhältnis notwendig wäre. Ein derartiges Massenverhältnis ist bei den üblichen Korkunterlagen schon aus rein statischen Rücksichten nicht zulässig, da hierbei die zulässige Beanspruchung der Unterlage bei weitem überschritten würde.

Die wirtschaftliche Erschütterungsbekämpfung wird bei diesem Tatbestand nicht darauf ausgehen, stärker belastbare Platten ausfindig zu machen, sondern sie wird, um das Verhältnis Q nicht ungebührlich groß werden zu lassen, einen größeren Federungsweg vorsehen dadurch, daß man zur Unterlage elastischere Stoffe wählt als Kork, die gleichzeitig eine genügende Tragfähigkeit haben. Stellt man das Fundament auf Federn, so ist ein Federungsweg von $s = 2$ cm ohne besondere Schwierigkeiten erreichbar. Bei einer solchen Anordnung muß aber das dann entstehende Schwingungssystem Fundament/Federung eine solche Eigenschwingungszahl erhalten, daß das System noch ballistisch reagiert. Das Fundament darf seine Ruhelage merklich erst verlassen, wenn der Stoß schon vorbei ist und damit die vom Stoß zu leistende Nutzarbeit schon verrichtet ist.

Die Frage, welche Federkonstante c die Abfederung des Fundamentes erhalten muß, läßt sich aus Gl. (4) beantworten. Es ergibt sich daraus:

$$c = \frac{2E_2}{s^2} = \frac{2E_1}{s} \cdot \frac{Q}{(Q+1)^2} \cdot (1+k)^2$$

oder, wenn $E_1 = G_1 \cdot h$ eingeführt und 1 gegen Q vernachlässigt wird:

$$(7) \quad c = 2 \frac{h}{s^2} \cdot \frac{G_1}{Q} (1+k)^2$$

Ist das Massenverhältnis und der höchstzulässige Federweg festgelegt, so hängt die Federkonstante nur noch von der Fallhöhe h ab.

Die Baugrundbeanspruchung.

Stellt man eine Hammergründung nach diesen Richtlinien her, so sind zugleich auch günstige Verhältnisse der Baugrundbeanspruchung erzielt, denn die dynamische Zusatzkraft K_d beträgt nur höchstens die Hälfte der statischen Kraft K_s , so daß die maximale Gesamtkraft etwa $1,5 K_s$ wäre. Bei Berücksichtigung genügender Sicherheit ist die Grundfläche des Fundamentes so zu wählen, daß man noch genügend weit unterhalb der zulässigen statischen Baugrundpressung bleibt. Die Forderung, daß die dynamische Kraft erheblich kleiner sein soll als die statische, läßt sich nur verwirklichen, wenn die elastische Unterlage des Fundamentes eine Federkonstante besitzt, die wesentlich geringer ist als die des Bodens oder, was dasselbe sagt, wenn die Eigenfrequenz des Fundamentes wesentlich tiefer liegt als die Eigenschwingungszahl des Bodens. In diesem Fall kann man den Baugrund dynamisch als starr ansehen und wird auf diese Weise von seinen elastischen Eigenschaften unabhängig. Die Anwendung der angegebenen Formel für die Federkonstante läßt in allen praktischen Fällen diesen Zustand verwirklichen, wie die folgenden Beispiele zeigen werden.

Zwei Beispiele.

1. Bärgewicht $G_1 = 800$ kg; Fallhöhe $h = 2$ m. Der zugelassene Federweg soll mit $s = 2$ cm festgelegt werden. Nach Gl. (6) wird damit $Q \approx 30$ und das Fundamentgewicht $G_2 = 24$ 000 kg. Die Federkonstante erhält unter der Annahme $k = 0,6$ nach Gl. (7) den Wert: $c = 7000$ kg/cm.

Wählt man zur Lagerung 12 Federn, so muß unter Berücksichtigung genügender dynamischer Sicherheit für eine Feder die Tragfähigkeit mindestens

$$P_1 = \frac{G_2 + 0,5G_1}{12} = 3000 \text{ kg}$$

und die Federkonstante höchstens

$$c_1 = \frac{7000}{12} \approx 550 \text{ kg/cm}$$

betragen. Eine solche Federung kann auf verschiedenen Wegen, z. B. durch Kegelstumpffedern (vgl. z. B. Hütte, Bd. I, 25. Aufl., S. 668 ff., Tafel 60), erzielt werden.

Es kämen etwa in Frage 12 Federn aus Rechteckstahl mit dem Querschnitt $110 \cdot 7,5$ mm mit einem unteren äußeren Durchmesser von 130 mm, einem oberen inneren Durchmesser von 40 mm. Höhe der unbelasteten Feder 187 mm; Tragfähigkeit $P_1 = 3500$ kg, mittlere Federkonstante $c_1 = 530$ kg/cm. Berechnungs- und Konstruktionsunterlagen für derartige Federn fehlen noch.

Bei der Wahl der Federn ist noch zu beachten, daß beim Zurückschwingen des Fundamentes die Federn nie ganz entlastet sein dürfen; ein Abheben des Fundamentes von den Federn muß verhindert werden.

Die höchste auf den Baugrund übertragene Gesamtkraft beträgt:

$$K_s + K_d = G_2 + c \cdot s = G_2 + 12 c_1 \cdot s = 24\,000 + 12 \cdot 530 \cdot 2 \approx 37\,000 \text{ kg}$$

Für die Eigenschwingungszahl des Fundamentes findet man:

$$(8) \quad n_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{c}{m_2}} = 2,6 \text{ Hz}$$

Die Eigenfrequenz des Fundamentes liegt somit viel niedriger als die Eigenfrequenz des Baugrundes, die im allgemeinen bei etwa 20 Hz und mehr zu suchen ist. Ein Baugrund, der erheblich niedrigere Eigenschwingungszahlen hat, z. B. Moorboden, kann für die

Anlage von Hammergründungen nicht in Frage kommen. In zweifelhaften Fällen ist es immer empfehlenswert, vor der Ausführung der Gründung die Eigenfrequenz des Bodens durch Messung zu bestimmen.

Eine Fundamenteigenfrequenz von 2,6 Hz gewährleistet außerdem auch ballistische Wirkung des durch den Stoß erregten Fundamentes. Wenn nämlich der Stoß eine Dauer von: $T_s = 0,01$ bis $0,02$ sec hat und die Schwingungszeit des Fundamentes $T_o = \frac{1}{n_o} \approx 0,4$ sec ist, so beträgt das Zeitverhältnis $T_o/T_s = 20$ bis 40 .

Ballistische Reaktion darf aber angenommen werden für $T_o/T_s \geq 10$. Nachdem damit nachgewiesen ist, daß das Fundament während des Stoßes in Ruhe bleibt und erst nachher in Eigenschwingungen gerät, kann man jetzt auch den Schmiedewirkungsgrad angeben. Nach Gl. (2) wird, bei Vernachlässigung von 1 gegen Q :

$$\eta = 1 - \frac{(1+k)^2}{Q} \approx 0,9 \quad (90\%).$$

Das dritte Kriterium dafür, ob die Eigenfrequenz die richtige Lage hat, ist ihr Verhältnis zur Schlagzahl z des Hammers. Um Resonanz genügend zu vermeiden, soll dieses Verhältnis mindestens den Wert 3 haben. Die Schlagzahl wäre somit in diesem Fall auf etwa $0,8$ je sec oder 48 je min beschränkt. Bei höheren Schlagzahlen ist die Eigenfrequenz zu erhöhen. Dabei muß noch immer ballistische Stoßwirkung verbürgt sein. Andererseits ist Erschütterungsfreiheit nur dann zu erwarten, wenn die Eigenfrequenz des Bodens noch genügend viel höher liegt, als die gewählte Eigenfrequenz des Fundamentes, also auf entsprechend gutem Baugrund.

Soll etwa im vorliegenden Beispiel die Schlagzahl z auf 2 je sec erhöht werden, so wird mit Gl. (8):

$$\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m_0}} = 3 \cdot z$$

und somit

$$(9) \quad c = 0,36 z^2 G_2.$$

Durch Eliminieren von c und Q aus den Gleichungen (9), (7) und (6) ergibt sich zwischen Federweg s und Schlagzahl z der Zusammenhang

$$(10) \quad s = \frac{(1+k)^2}{1,8 \cdot z^2}$$

Für $z = 2$ wird $s = 0,35$ cm und dann aus Gl. (6) $Q = 75$ ($G_2 = 60\,000$ kg) und aus Gl. (7) $c = 89\,000$ kg/cm. Eine Probe liefert für die Eigenfrequenz den Wert

$$n_o = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m_2}} = 6,1 \text{ Hz.}$$

Ballistische Wirkung ist dabei noch vorhanden; ebenso ist der Abstand von einer Eigenfrequenz 20 Hz des Baugrundes noch genügend groß.

2. Bärgegewicht $G_1 = 1500$ kg; Fallhöhe $h = 8$ m. Bei einem zugelassenen Federweg von $s = 2$ cm wird damit nach Gl. (6) $Q \approx 65$ und $G_2 = 95\,000$ kg. Die Federkonstante erhält für $k = 0,6$ nach Gl. (7) den Wert $c = 23\,000$ kg/cm.

In praktischen Fällen wird das errechnete Fundamentgewicht von $G_2 = 95\,000$ kg zu groß erscheinen. Es läßt sich verringern, wenn man einen entsprechend größeren Federweg s zuläßt. Eine andere Möglichkeit gibt es jedoch nicht, wenn man an Bärgegewicht und Fallhöhe festhält. Aber auch dieser Weg kann nur beschränkt werden, wenn keine Resonanzgefahr besteht.

Wählt man 30 Federn, so ist für Tragfähigkeit P_1 und Federkonstante c_1 einer Feder anzusetzen:

$$P_1 = 5000 \text{ kg und } c_1 = 770 \text{ kg/cm.}$$

Eine solche Federung wird unter anderem z. B. erzielt durch Kegelstumpffedern (vgl. oben) aus Rechteckstahl vom Querschnitt $120 \cdot 9$ mm mit einem unteren äußeren Durchmesser von 135 mm und einem oberen inneren Durchmesser 54 mm. Höhe der unbelasteten Feder 210 mm. Tragfähigkeit $P_1 = 6000$ kg, mittlere Federkonstante $c_1 = 710$ kg/cm.

Die höchste auf den Baugrund übertragene Gesamtkraft wird:

$$K_s + K_d = G_2 + 30 c_1 \cdot s \approx 140\,000 \text{ kg.}$$

Die Eigenschwingungszahl des Fundamentes errechnet sich zu: $n_o = 2,4$ Hz. Über die Lage dieser Frequenz gilt dasselbe wie beim ersten Beispiel. Für das Zeitverhältnis erhält man wieder einen Wert zwischen 20 und 40 .

Der Schmiedewirkungsgrad wird:

$$\eta = 1 - \frac{(1+k)^2}{Q} \approx 0,96.$$

Hierbei sei noch einmal besonders darauf hingewiesen, daß der Schmiedewirkungsgrad nur von dem Massenverhältnis Q abhängt. Eine elastische Lagerung verschlechtert den Wirkungsgrad nicht, wenn sie so gewählt wird, daß ballistische Wirkung des Fundamentes gewährleistet ist.

Für beide Beispiele ist schließlich noch zu untersuchen, ob eine Gründung nach den dargelegten Grundsätzen nicht die Stoßfolge der Hammeranlage zu sehr beschränkt. Der Entwicklung liegt zugrunde, daß ein zweiter Hammerschlag erst folgt, wenn das Fundament ausgeschwungen hat. Man wird im allgemeinen wohl annehmen dürfen, daß infolge natürlicher Dämpfung und Reibung die Eigenschwingung des Fundamentes nach 3 Schwingungen praktisch abgeklungen ist, so daß die Schlagzahl z auch in dieser Hinsicht bis zu $\frac{1}{3}$ der Eigenfrequenz des Fundamentes betragen darf. Außerdem ist es immer erstrebenswert, daß die Schlagzahl nicht in einem kleinen ganzzahligen Verhältnis zu der Eigenschwingungszahl des Fundamentes steht. Sollen die Stöße rascher aufeinander folgen und ist es mit Rücksicht auf Baugrund und ballistische Wirkung nicht möglich, die Fundamenteigenfrequenz entsprechend zu erhöhen, so kann die Eigenschwingung durch eine geeignete zusätzliche Dämpfung, die jedoch erst beim Überschreiten einer kleinen Anfangsbewegung ansprechen soll, noch rascher vernichtet werden.

Geht man wesentlich höher in der Schlagzahl, so wird man bei einer Schwingungsisolierung nicht mehr die hier entwickelten Grundsätze anwenden, sondern die Isolierung nach denselben Gesichtspunkten vornehmen wie bei umlaufenden Maschinen.

Die Berechnungen bei den Beispielen sind der Theorie entsprechend für ein Verhältnis $K_d/K_s = 0,5$ durchgeführt worden. Wo es wirtschaftlich möglich ist, sollte dieses Verhältnis noch unterschritten werden, indem man das Gewichtsverhältnis größer wählt als es die Gl. (6) und (7) verlangt. Insbesondere bei Fallwerken sind gelegentlich schon wesentlich größere Gewichtsverhältnisse Q angewandt worden. Wenn dabei aber trotzdem starke Erschütterungen auftraten, so liegt dies daran, daß die Federungen (des Bodens allein oder im Zusammenwirken mit einer Korkunterlage) zu hart und damit die Federungswege zu gering waren. Die dynamische Kraft überwiegt dabei die statische oft um das Mehrfache.

Auf Grund der neuen Theorie läßt sich ein Hammerfundament bei gleich gutem Wirkungsgrad vielfach mit geringerem Kostenaufwand so bauen, daß zugleich Erschütterungen noch vermieden werden.

Zusammenfassung.

Die vorstehende Entwicklung ist durchgeführt unter der Annahme, daß das Fundament keine Elastizität und die Federung keine Masse besitzt. Diese Annahme ist vollauf gerechtfertigt, da die tatsächlich vorhandene Elastizität des Fundamentes sehr gering ist im Vergleich zu der Elastizität der Federung; ebenso ist die Masse der Federung ganz verschwindend klein gegenüber der Fundamentmasse. Außerdem ist noch angenommen, daß der Fallbär nur unter dem Einfluß der Schwerkraft fällt. Es macht keine Schwierigkeit, auch Hämmer, bei denen der Fallbär noch durch eine zusätzliche Kraft beschleunigt wird, z. B. Dampfhämmer, ganz entsprechend zu behandeln.

Wie die dynamische Betrachtung zeigt, weisen Fallhämmer, die so gegründet werden, daß von ihnen wesentliche Erschütterungen nicht ausgehen, keinen schlechteren Wirkungsgrad und zugleich günstigere Baugrundbelastungsverhältnisse auf als die bisgerigen Gründungen. Es zeigt sich, daß feste Lagerung von Schabotte und eigentlichem Fundament am vorteilhaftesten ist. Der Ausgleich von Schabotte und Fundament soll bei möglicher Starrheit ein sattes Aufliegen gewährleisten. Für die Gründung

genügt es nicht, nur das Verhältnis von Fundament- und Bärge-
gewicht vorzuschreiben, wie es die RGO vorsieht. Andererseits ist
es aber auch nicht nötig, statt dieses Verhältnisses die Energie
einzuführen, was Fratschner vorschlägt. Das Gewichtsver-
hältnis muß von der Fallhöhe abhängig gemacht werden. Bei den
heute üblichen Hämmern wird es zwischen den Zahlenwerten 20
und 40 liegen, bei Fallwerken noch höher. Außerdem ist eine Fede-
rung des Gesamtfundamentes vorzuschreiben, die je nach dem
Gewichtsverhältnis einen bestimmten Federungsweg ermöglicht.
Die Zusammenhänge sind durch die beiden Gl. (6) u. (7) gegeben.

Von diesen Vorschriften kann nur abgesehen werden, wenn
sich in größerem Umkreis des Hammers keine Wohnungen befin-
den. Aber auch in diesem Falle ist damit zu rechnen, daß die
Erschütterungen Sachschäden auf die Dauer immer verursachen,
wenn die Vorschriften nicht eingehalten werden.

Zum Schluß sei für die Konstruktion noch auf die selbstver-
ständliche Voraussetzung hingewiesen, daß der Hammer zentral-
symmetrisch auf das Fundament stoßen muß und daß die Anord-
nung der Federn unter dem Fundament von der Massenverteilung
abhängt.

ÜBER DEN BAUFORTSCHRITT BEI DER ERSTELLUNG DER SAN FRANCISCO—OAKLAND—BAY- UND DER GOLDEN GATE-BRÜCKE

Von Ing. Leo Gröger.

bei a bei b

| | | |
|---|---------------|--------------|
| Länge der Hauptkonstruktion | rd. 6925,0 m; | rd. 2724,9 m |
| Größte Höhe der Pylonen über Wasser | rd. 153,9 m; | rd. 227,4 m |
| Größte Pfeilertiefe unter Wasser | rd. 71,6 m; | rd. 30,5 m |

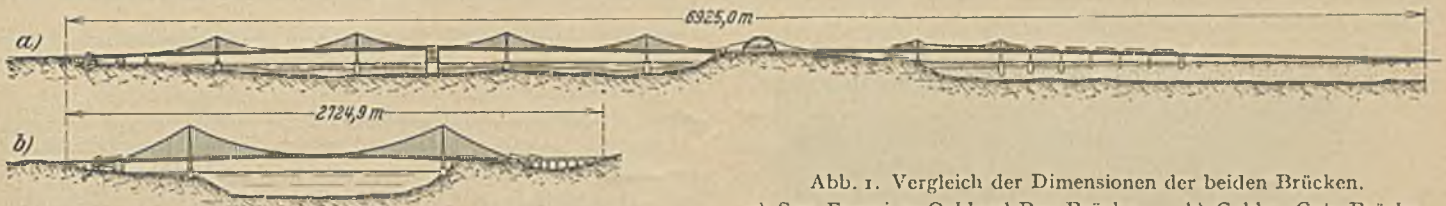


Abb. 1. Vergleich der Dimensionen der beiden Brücken.

a) San Francisco-Oakland-Bay-Brücke. b) Golden Gate-Brücke.

1. San Francisco-Oakland-Bay-Brücke.

Die San Francisco-Oakland-Bay-Brücke wird San Francisco
mit den am Ostufer der Bay gelegenen Städten Oakland, Berkeley,
Richmond verbinden. Die insgesamt $13\frac{1}{4}$ km lange Brücken-
anlage¹ wird bekanntlich durch die Insel Yerba Bueno in zwei
Abschnitte zertrennt. Der Westteil besteht aus zwei im wesent-
lichen gleichen Hängebrücken mit einer Gesamtlänge von 2 822,4 m
(Mittelöffnungen 704,1 m Stützweite, Pylonenhöhe 144,5 bis
158,2 m, freie Durchfahrthöhe für die Schifffahrt 60 m, zwei Ka-
bel von 73 cm Durchm., bestehend aus 37 Seilen, oder insgesamt
17 464 Drähte von 5 mm Durchm., größte Zugkraft je Kabel
19 030 000 kg). Die westliche Kabelverankerung erfolgt in einem
35 000 m³ Betonblock (Abb. 2), die östliche in Felstunnels auf
Yerba Buena Island; der in der Mitte
zwischen den beiden Brücken angeord-
nete Pfeiler (Pfeiler 4) hat die Aufgabe,
die Differenz im Kabelzug der beiden
Brücken aufzunehmen.

Für die Überquerung der Insel
sind Eisenbetonviadukte und ein 165 m
langer Tunnel vorgesehen, welcher
mit 20,6 m Weite und 16,15 m Höhe,
der größte bisher ausgeführte Straßen-
tunnel sein wird.

Der schiffbare Teil der Ostbay
wird von der 426,7 m weiten Mittel-
öffnung, einer Fachwerkausleger-
brücke (U. K. 56,4 m über H. W.)
überspannt werden. An die 155,5 m
lange Seitenöffnung schließen sich
fünf Fachwerksträgerbrücken von je
152 m Stützweite und weiterhin
14 Fachwerksträger von je 91 m Stütz-
weite an; dem folgt eine Molekon-
struktion mit auf Holzpiloten gegrün-
deten Betonpfeilern.

Auf die Auffahrtsrampen in den dichtbebauten Stadtgebie-
ten San Franciscos und Oaklands kann hier nicht näher einge-
gangen werden.

¹ Allgemeine Entwurfsbeschreibung siehe Jg. 1933 ds. Ztschr.
Heft 23/24, Seite 330/31.

Bauherrin ist die California Toll Bridge Authority, die Bau-
aufsicht hat die San Francisco-Oakland Bay Bridge Division of
the Department of Public Works. C. H. Purcell ist Chief En-
gineer des Brückenbaues.

Mit den Bauarbeiten wurde im Mai 1933 begonnen, die Brücke
soll programmgemäß im Januar 1937 dem Verkehr übergeben
werden. Es soll nachstehend für dieses Bauwerk der Stand der
Bauarbeiten Mitte März 1934 und zwar den einzelnen Baustellen
von Westen (San Francisco) nach Osten (Oakland) folgend, be-
sprochen werden.

San Francisco-Ankerblock. Die 38 000 m³ Aus-
hub zur Schaffung einer geeigneten Gründungsfläche wurden be-
reits im Herbst 1933 mit Löffelbagger und Lastkraftwagen be-

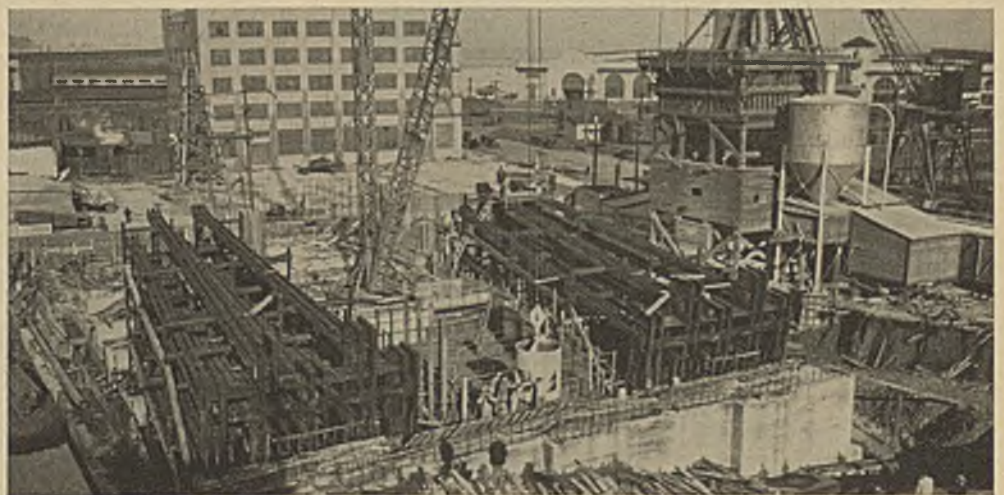


Abb. 2. San Francisco-Ankerblock. Betonieren des Blockes zwischen den Augenstäben. Rechts
hinten die Mischanlage. Stand vom 16. 2. 34.

wältigt. Augenblicklich sind die Betonarbeiten soweit gediehen,
daß die Augenstäbe und deren Verankerungsträger versetzt wer-
den konnten (Abb. 2).

Für die Erzeugung der hier erforderlichen 35 000 m³ Beton
wurde eine eigene Mischanlage an der Baustelle errichtet. Die

Zuschlagstoffe rollen auf einem Industriegeleise an und werden in unter diesem Geleise angeordnete Silos entleert. Von hier gelangen sie mit Förderband und Becherwerk in die Silos über den Wägvorrichtungen, die eine 6 m^3 fassende Mischtrommel beschicken.

Pfeiler 1. Der Aushub erfolgt im Schutze einer stählernen Spundwand. Die Absteifung wird durch hölzerne Fachwerksträger in Geländehöhe bewerkstelligt.

Pfeiler 2 wird die erste Pylone der Hängebrücke tragen und steht in 16 m tiefem Wasser; der Gründungsfels steht $27,5\text{ m}$ unter dem Wasserspiegel an. Zunächst wurde eine Arbeitsbühne auf Holzpiloten samt Zufahrt vom Lande hergestellt und ein kräftiger Holzrahmen zur Führung und Absteifung der stählernen Spundwände eingeschommen und vertäut. Der Aushub der den Fels überlagernden Lehm-, Sand- und Schlammsschichten erfolgte zwischen den Spundwänden unter Zuhilfenahme einer hydraulischen Spüleinrichtung und von Tauchern. Der Beton wurde mit 3 m^3 fassenden Kübeln mit Bodenklappen, die von zwei Derricks gehandhabt wurden, eingebracht. Bis 3 m unter Wasserspiegel erfolgte das Betonieren unter Wasser. — Heute wird auf diesem Pfeiler bereits die Stahlkonstruktion versetzt (Abb. 3).

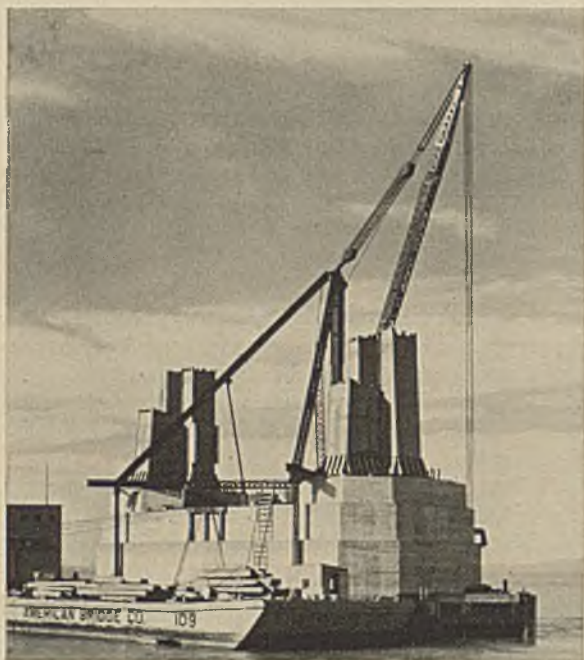


Abb. 3. Beginn der Montage der Pylone P. 2. Stand vom 9. 3. 34.

Pfeiler 3 bis 6. Die Gründung der Pfeiler 3—6 erfolgt auf „Caissons“ mit Baggerung unter Wasser, also eigentlich als „Brunnen Gründung“ (Abb. 4 u. 5). Die Wassertiefe beträgt bei Pfeiler 4 21 m , bei Pfeiler 6 32 m , wozu noch erschwerend eine besonders starke Gezeitenströmung kommt, die bei Pfeiler 6 einen Größtwert von 6 km Stundengeschwindigkeit erreicht. Die Gründungstiefe ist bei Pfeiler 4 am größten und beträgt $66,5\text{ m}$ unter Wasser.

Der Bauvorgang ist bei all diesen Caissons nahezu derselbe. Zunächst erfolgt die Errichtung von Arbeitsbühnen an zwei gegenüberliegenden Seiten des zukünftigen Pfeilers. Bei Pfeiler 3 u. 4 stehen die Bühnen auf Holzpiloten. Die drei Füße des Derricks stehen auf Stahlzylindern von $2,5\text{ m}$ Durchmesser, die in den Untergrund getrieben, ausgebaggert und mit Beton ausgefüllt wurden. Für die Pfeiler 5 u. 6 wurden schwimmende Arbeitsgerüste verwendet. Kräftige schwimmende Holzrahmen gewähren einen Schutz der Caissons gegen ein Rammen bei dem regen Schiffsverkehr und häufigen dichten Nebel auf der Bay. Alle die oben erwähnten Hilfsbauwerke stehen mit dem Caisson in keiner Verbindung und dienen nicht zu Verankerung und Führung desselben.

Die Stahlkonstruktion der Senkkästen wird im Trockendock (in Oakland) zusammengebaut. Sie besteht aus mehreren Reihen $4,6\text{ m}$ im Durchmesser messender Stahlzylinder, die mit der holzverschalteten Außenwand des Kastens zu einer Einheit verstrebt



Abb. 4. Aushub an der Nordseite des Caissons von Pfeiler 4. Stand vom 16. 2. 34.

sind. Die Grundrißabmessungen des größten Kastens für Pfeiler 4 (Ankerblock) sind $28 \times 60\text{ m}$. Um den Caisson schwimmfähig zu machen, werden die Zylinder mit Halbkugeln abgeschlossen und mit Druckluft gefüllt. Der zwischen die Arbeitsgerüste eingeschwommene Kasten wird an 20 t schwere Betonblöcke, die mehr als 1 m unter den Schlammgrund eingespült wurden verankert. Für Pfeiler 4 wurden 26 derartige Anker versetzt, ebenso viele für den wesentlich kleineren Pfeiler 6 wegen der heftigen Strömung und des tiefen Wassers. Die Seiltzüge werden durch Spannungsmesser kontrolliert. Die Absenkung der Caissons erfolgt durch Ausbetonieren der stark bewehrten Wände zwischen den Brunnenrohren. Zur Verdichtung des Betons werden mit Preßluft betriebene Vibratoren verwendet. Das Absetzen der Kasten auf den Schlammgrund wird durch Abblasen der Luft aus den Brunnenrohren im ruhigen Wasser zur Zeit des Strömungswechsels erreicht. Für die Genauigkeit beim Absetzen ist ein Spielraum von 1 m vorgesehen, doch bleiben die tatsächlichen Verschenkungen unter ein Viertel dieses Wertes. Der Aushub erfolgt durch Greifbagger von den auf den Arbeitsbühnen angeordneten Derricks aus und wird durch Spülen und Tiefseetaucher unterstützt. Der Beton wird in 3 m^3 fassenden Kübeln mit den Derricks eingebracht. Die versuchsweise Verwendung einer Betonpumpe hat sich gut bewährt.

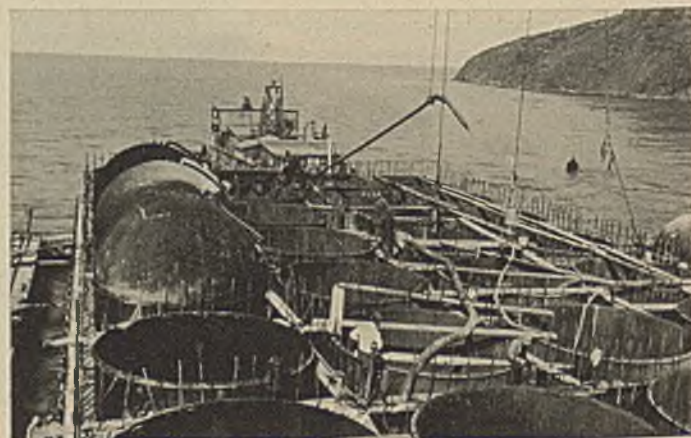


Abb. 5. Einführen der Spüldüse in Caisson für Pfeiler 6. Stand vom 16. 2. 34.

Für den ganzen Brückenbau wurde in Oakland am Bayufer eine Silo- und Wäganlage errichtet. Die Betonbestandteile werden mit der Bahn angeliefert, in Silos gespeichert und für 3 m^3 -Mischungen zusammengewogen. Die Mischung erfolgt auf den Mischerbarken. Diese haben 40 je 3 m^3 fassende Silotaschen, über

denen je ein blechener Zementbehälter angeordnet ist und unter denen Förderbänder zu den vier 3-m³-Mischtrömmeln führen. Die Taschen werden in Oakland gefüllt und die Barke zur Betonverbrauchsstelle geschleppt. Es sind stets acht Barken unterwegs; täglich werden bis zu 3000 m³ Beton erzeugt.

Auf der Insel Yerba Buena sind die Einschnittsarbeiten für den Tunnelbau in vollem Gang (Abb. 6), ebenso die Arbeiten für



Abb. 6. Yerba Buena Island. Tunnleinschnitt, Materialrutsche und sonstige Installationen.

die Seilverankerungsstollen. Eine Holzrutsche zum Abwerfen des Erdaushubes in Barken, Schrägaufzüge, Landungsbrücke und andere Installationsarbeiten sind vollendet.

In der Ostbay sinkt der Gründungsfels gegen das Ostufer zu ab, so daß nur die Pfeiler E 2, E 3 und E 4 für die Gründung der



Abb. 7. Pfeiler für die 91 m-Brücken im Bau. Stand vom 26. 1. 34.

Auslegerbrücke mit Caissons bis auf den Fels geführt werden. E 4 ist der erste Caisson, der bei diesem Bau eingeschwommen wurde; er wurde in 12 m tiefem Wasser auf 50 m Tiefe abgesenkt. E 3 wird mit 72 m Gründungstiefe der tiefst abgesenkte Caisson werden. Die Führung dieser Caissons beim Absenken erfolgt durch Pfahlgerüste.



Abb. 8. Detail der Spundwand für die Baugruben in der Ostbay. Aufgenommen 5. 3. 34.

Die übrigen Brückenpfeiler werden als Holzpfehlgründungen innerhalb hölzerner Spundwände ausgeführt (Abb. 7). Wiederum werden zu beiden Seiten des Pfeilers Arbeitsgerüste auf Holzpiloten errichtet und hierauf ein Führungs- und Absteifungsrahmen für die Spundwand eingeschwommen. Jede vierte Spundwand-

bohle ist mit einem 1 m hohen I-Träger vernietet (Abb. 8), der mit dieser Bohle gerammt wird. Die hierdurch erzielte große Steifigkeit der Baugrubenumschließung erlaubt es, die ganze 12 m tiefe Baugrube bis auf den bereits erwähnten Rahmen in Wasserspiegelhöhe absteifungsfrei zu lassen. Nach Umschließung der Baugrube erfolgt die Baggerung unter Wasser und das Rammen der Holzpfähle. Hierauf wird eine 3 m starke Dichtungsbeton-schicht unter Wasser mit Trichtern eingebracht. Ein Aufschwimmen dieser Schicht beim nun folgenden Auspumpen der Baugrube verhindern die einbetonierten Pfahlköpfe. Nach Fertigstellen des Pfeilers werden die Spundwände gezogen und an anderer Stelle wieder verwendet.

Die Stahlkonstruktion wird vom Osten der U. S. A. ungestrichen nach Oakland geliefert, nach Übernahme mit Sandstrahl-gebläse gereinigt und von Hand gestrichen. Die bis 80 t schweren Stücke werden hierauf auf Plattformwagen geladen, auf ein Eisenbahnfahrboot geschoben und auf dem Wasserwege zur Montage-stelle geschleppt, wo der Montagekran die Konstruktionsteile direkt abnimmt.

Ein 12 000 Volt-Unterwasser-Kabel von 5500 m Länge mit Transformatoren an den Verwendungsstellen wurde für 60 000 \$ allein für Bauzwecke errichtet. Man rechnet mit einem Stromverbrauch von 11 Millionen kWh für die ganze Baudauer.

Eine radiotelephonische Verbindung zwischen den einzelnen Baustellen ist eine unentbehrliche Hilfe bei der Organisation dieser größten Brückenbaustelle.

Für die Verschaffung der Unterlagen und Lichtbilder für dieses Bauwerk bin ich Mr. Walter G. Swanson, Direktor des Technischen Büros der San Francisco-Oakland-Bay-Brücke, verpflichtet und spreche an dieser Stelle nochmals meinen Dank für das Entgegenkommen aus.

2. Golden Gate-Brücke, San Francisco.

Die Golden Gate-Brücke wird San Francisco mit den jenseits der im Minimum 1,6 km breiten Meeresstraße des Golden Gate gelegenen Wohnsiedlungen verbinden; sie wird auch in den die ganze pazifische Küste der Vereinigten Staaten entlangführenden Straßenzug, welcher wegen der Gleichmäßigkeit des Klimas und der landwirtschaftlichen Reize der Umgebung immer mehr an Bedeutung gewinnt, ein wichtiges Glied einfügen. Das Bauwerk wird eine Hängebrücke² von noch nie dagewesener Spannweite sein (Abb. 9). Die nördliche Pylone, von der die Abb. 10 den Bauzustand Anfang Februar 1934 darstellt, steht auf einem dem Lande knapp vorgelagerten, kaum aus dem Wasser hervorragenden Felskopf. Die Küste steigt sodann gleich steil bis zur Höhe der Fahrbahn und darüber empor, so daß eigentlich nur die Ausführung eines viel kleineren Bauwerkes nötig gewesen wäre. Um aber die Brücke symmetrisch ausführen zu können, entschloß man



Abb. 9. Die Golden Gate-Brücke nach ihrer Vollendung (Januar 1937); im Hintergrund San Francisco.

sich, den Fels wegzusprennen und auch im Norden eine 342,9 m lange, an den Kabeln aufgehängte Brücke zu erbauen (vgl. auch Abb. 2 auf S. 111, Jg. 1932 unserer Zeitschrift).

² Über die Einzelheiten der Entwurfsgrundlagen haben wir in unserer Zeitschrift bereits im Jahrgang 1932, Heft 7/8, Seite 110—112 berichtet.

Die Breite der sechsgeleisigen Fahrbahn wird 18,3 m betragen, mit zwei Promenaden für Fußgänger an beiden Seiten. Um späterhin eine zweigeleisige Vorortbahn über die Brücke führen zu können, wurden entsprechende Verstärkungen in der Konstruktion vorgesehen. Die Fahrbahn besteht aus Eisenbeton zwischen Stahlträgern. Die Flanschen der Querträger sind aus Siliciumstahl, während das Stegblech dieser Träger aus gewöhnlichem Baustahl besteht.

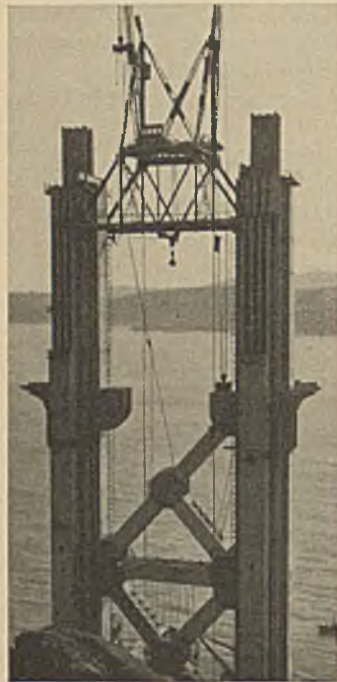


Abb. 10. Baubild der Nord Pylone von Anfang Februar 1934. Ausfachung unterhalb der zukünftigen Brückenfahrbahn. Die Höhe der Fahrbahn wird durch die Konsolen erkenntlich, auf welchen die Fußwege um die Pfeiler herumgeführt werden sollen. Klettergerüst mit Montagekränen. (Photo Courtesy of Standard Oil Company of California.)

„Chief Engineer“ wurde der geistige Urheber des Projektes, Joseph B. Strauss bestellt, dem eine Anzahl hervorragender Fachleute zur Seite steht.

Die Herstellung der Zufahrten zur Brücke konnte verhältnismäßig billig gestaltet werden, da das Gelände an beiden Ufern sogleich steil zur Höhe der Fahrbahn ansteigt und sowohl dem nördlichen, als auch dem südlichen Brückenkopf wenig verbautes Festungsgelände vorgelagert ist, das nur dem Projektanten infolge der gebotenen Vermeidung militärischer Objekte etwas Kopferbrechen bereitete.

Des Nachts werden die Pfeiler von verdeckten Beleuchtungskörpern mit Licht überflutet werden und die Kabel durch Glühbirnen kenntlich gemacht sein. Leuchtfeuer auf den beiden Pylonen, eine Aussichtswarte auf der südlichen, Telephon, Polizei- und Feuer-telegraph und ein fahrbarer Inspektionswagen an der Brückenunterseite vervollständigen das Beiwerk dieses Baues.

Bauherr ist der „Golden Gate Bridge and Highway District“, eine von den hauptsächlich an der Entstehung der Brücke interessierten Counties gebildete Körperschaft. Zum

Die Gründung der Pfeiler und Verankerungsblöcke für die Kabel erfolgte durchwegs bis auf den meist unmittelbar anstehenden gesunden Serpentinfels und bot im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten mit Ausnahme der südlichen Pylone, welche in 20 m tiefem, zur Zeit des Gezeitenwechsels mit großer Geschwindigkeit (3,5 Knoten) strömenden, Wasser zu stehen kommt. Man baute zunächst ein 330 m langes, 7 m breites Gerüst zur Baustelle vor. Die ersten 120 m dieses Gerüsts stehen auf Holzpilotenjochen. Um die Piloten in den Felsgrund treiben zu können, wurde derselbe mit hochbrisanten Bomben, die in kleinen Löchern an der Felsoberfläche zur Explosion gebracht wurden, aufgelockert. Die restlichen 310 m des Gerüsts wurden vorerst auf Stahljochen gegründet, deren Pfosten in Stahlrohrpiloten von 46 cm Durchmesser einbetoniert und so verankert wurden. Dieser Teil des Gerüsts wurde jedoch, nachdem er mehrere Monate gestanden hatte, von einer Sturmflut mit samt dem bereits zum Teil errichteten Fangdamm weggespült und ist nun durch eine Konstruktion auf Holzpiloten ersetzt in ähnlicher, jedoch kräftigerer Ausführung wie die ersten 120 m des Gerüsts; auch wurde die Fahrbahn um etwa 1 m gehoben. Nur die letzten drei Joche sind aus Stahl und bilden eine wohl versteifte und verstrebe Einheit, an der der erste Teil des Fangdamms vor seiner Ausbetonierung verhängt werden wird. Der Europäer bestaunt die im Querschnitt 60×25 cm messenden Gerüstbalken, die im amerikanischen Nordwesten mit seinem Holzreichtum eine Selbstverständlichkeit sind.

Der Felsaushub für die Gründung der Südpylone von 15 bis 24 m unter NW bis auf 30 m unter NW wird nach einer eigens ausgebildeten Methode, die wesentliche Ersparnisse mit sich bringen soll, ausgeführt und ist heute nahezu vollendet. Man brachte zunächst kleine, mit einem eigens für diese Zwecke erzeugten, hochbrisanten Sprengstoff geladene Bomben am Fels zur Explosion, bis diese ein $4\frac{1}{2}$ m tiefes Loch erzeugt hatten, in dem dann 113 kg schwere Bomben zur Explosion gebracht wurden. Dieser Vorgang



Abb. 12. Betonmischer unterwegs.

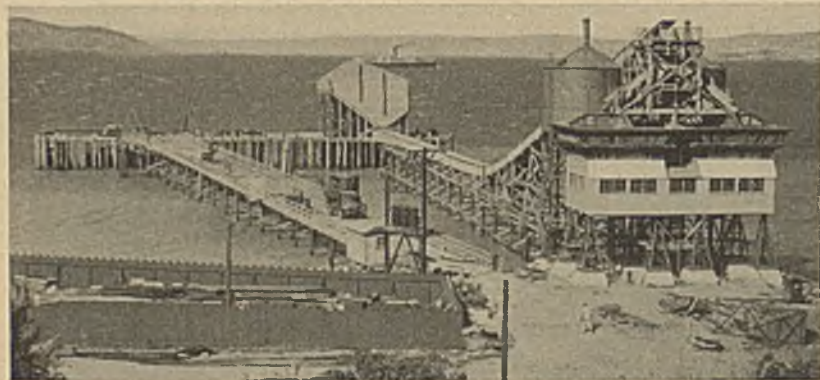


Abb. 11. Aufbereitungsanlage für das Südufer (eine ähnliche Anlage befindet sich am Nordufer); Kosten je 50 000 Dollar. Im Hintergrund die Vorratssilos. Das unter ihnen hinwegführende Förderband beschickt 2 Gruppen von Wägevorrichtungen mit darüberliegenden Zwischensilos. Die beiden Zementsilos sind gleich hinter dem Wägehaus sichtbar.



Abb. 13. Entleerung des Mixers in den Aufzugskübel der Gießanlage (südl. Brückenendpfeiler).

Mit den Bauarbeiten wurde Ende 1932 begonnen, die Übergabe für den Verkehr soll im Januar 1937 erfolgen.

Im folgenden soll auch für dieses Bauwerk der Stand der Bauarbeiten Mitte März 1934 beschrieben und erörtert werden.

wurde alle 6 m wiederholt und der durch diese Explosionen zerrüttete Fels mit einem schwimmenden Greifbagger aufgenommen und in tieferes Wasser abgeworfen.

Diese Arbeiten sind heute soweit fortgeschritten, daß man

mit der Herstellung des Stahl-Beton-Fangdammes, in dessen Schutz der Pfeiler errichtet werden soll, beginnen kann. Man beabsichtigte ursprünglich, den Fangdamm direkt auf die Felsoberfläche aufzusetzen, änderte den Entwurf nach der bereits erwähnten Sturmflut dahin, daß man den Fangdamm auf dieselbe Gründungsebene aufsetzt, wie den Pfeiler. Dieser Fangdamm wird nun bis auf eine Öffnung zum Einschwimmen des eigentlichen Pfeilercaissons fertiggestellt und erst nach Einschwimmen dieses im Trockendock bereits fertigen Caissons geschlossen werden. In dem so geschaffenen ruhigen Wasserbecken kann dieser Senkkasten genau ausgerichtet, abgesenkt und ausbetoniert werden. Um die schädlichen Einflüsse des Seewassers vom tragenden Beton fernzuhalten, wird der Zwischenraum zwischen Fangdamm und Pfeiler mit Beton ausgefüllt werden. Für die Arbeiten im Meerwasser wird durchwegs kieselsäurereicher sog. „Pink“-Zement verwendet. Eine genaue Untersuchung der Gründungssohle erfolgte durch Tiefseetaucher und zahlreiche Probebohrungen.

Für die Betonherzeugung wurden zwei im wesentlichen gleich ausgebildete Anlagen von je 100 m³ Leistung je Stunde errichtet, die eine am Nord-, die andere am Südufer (Abb. 11). Die Zuschlagstoffe werden in fünf Feinheitsgraden von Sand bis Schotter von 15 cm Durchmesser auf dem Wasserwege angeliefert und mittels Greifbagger in im Wasser stehende Silos verladen. Unter den Silos führt ein Förderband hinweg, mit denen eine entsprechende Anzahl Zwischensilos beschickt werden kann. Die Zementsilos werden durch Rohrleitungen gespeist, durch die der Zement von den Barken gepumpt wird. Diese Silos entleeren in die mit raffinierten Kontrollen ausgestatteten Wägetrichter. Die gewogenen Betonbestandteile werden in 3 m³ fassende, auf Lastkraftwagen montierte Mischtrommeln geleert und auf der Fahrt zur Verwendungsstelle gemischt (Abb. 12 u. 13). Ein besonderes Kontrollsystem überwacht ein etwaiges Überschreiten der Grenzgrenze von 1 m/sec am Trommelumfang.

Augenblicklich sind die beiden Verankerungsblöcke einschließlich der zur Aufnahme der Kabeldrähte einbetonierten Augenstäbe zum Kabelspinnen bereit (Abb. 14). Die beiden Endpfeiler der Hängebrücke werden dieses Stadium in wenigen Wochen erreicht haben. Die an der Basis 37 m breite Stahlkonstruktion der nörd-

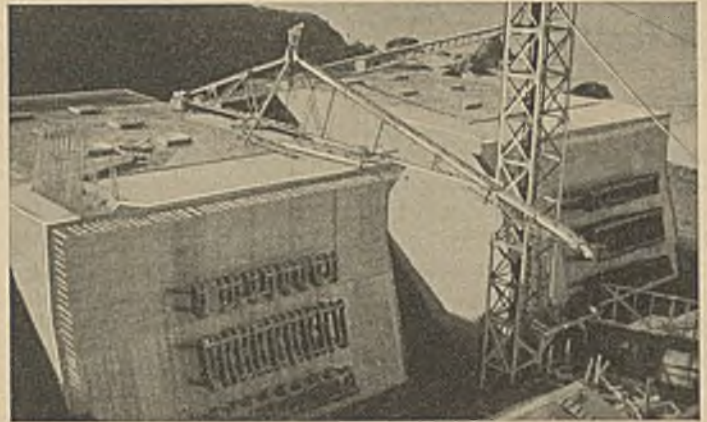


Abb. 14. Der Betonblock für die südliche Verankerung der Kabel, fertig zum Kabelspinnen. Augenstäbe zur Verankerung der Kabeldrähte. Betongießanlage. (Photo Standard Oil Comp. of California.)

lichen Pylone ragt bereits 180 m über den Wasserspiegel. Leider erfährt der Bau durch die unerwartet großen Schwierigkeiten bei der Gründung der Südpylone in der heftigen Gezeitenströmung eine Verzögerung, die man durch möglichste Beschleunigung der Arbeiten an dieser Stelle wettzumachen sucht.

Für die Überlassung der Unterlagen und Lichtbilder für diesen Bericht bin ich Mr. H. Clay Bernard, Commercial Division of the Golden Gate Bridge and Highway District, zu besonderem Danke verpflichtet.

VII. INTERNATIONALER STRASSENKONGRESS IN MÜNCHEN.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann VDI, Stuttgart.

Vom 3.—9. September d. Js. hat in München der VII. Internationale Straßenkongreß stattgefunden. An ihm haben die Vertreter von 49 Ländern teilgenommen. Das Verzeichnis enthält über 1800 Anwesende. Die Beteiligung am Kongreß in München ist wesentlich höher gewesen, als die am letzten Kongreß in Washington i. J. 1930, und es war nur eine Meinung auf dem Kongreß, daß die Leitung die Organisation in hervorragender Weise gelöst hat.

Die Eröffnung des Kongresses erfolgte in feierlicher Weise im Thronsaal der Residenz, der einen stimmungsvollen Rahmen dafür abgab. Der Generalinspektor für den deutschen Straßenbau Dr. Ing. Todt eröffnete die Tagung. Die Begrüßungsworte des Reichsministers Heß sind durch die Presse allen Volksgenossen bekannt gegeben worden. Er führte aus, daß der Bau der großen Autobahnen Adolf Hitlers neben ihrem Zweck als Verkehrsförderung auch eine Arbeitsbeschaffung im großen sei, und daß von den für die Autobahnen benötigten Mitteln der Staat nur 35—40% zu tragen habe, denn 35% der aufgewendeten Gelder hätten als Erwerbslosenunterstützung aufgewendet werden müssen; 25—30% fließen in Form von Steuern und Abgaben an die Staatskasse zurück.

Weitere Begrüßungsansprachen hielten der erste Bürgermeister der Landeshauptstadt München, Fiehler, der bayerische Ministerpräsident Siebert und der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt. Dieser gab einen allgemeinen Überblick über die geschichtliche Bedeutung des Straßenbaues. Der Präsident des Internationalen ständigen Verbandes der Straßenkongresse, Mahieu, hielt eine Ansprache, auf die die Delegationsführer von 21 Staaten antworteten.

Ferner nahmen noch das Wort der Generalsekretär des Inter-

nationalen ständigen Verbandes der Straßenkongresse, der Generalinspektor für das französische Straßenwesen Le Gavrian und der Generalsekretär des VII. Internationalen Straßenkongresses, Ministerialrat Vilbig.

Im Anschluß an diese Feier wurde die Straßenbauausstellung im Ausstellungspark durch den bayrischen Wirtschaftsminister eröffnet.

Die beiden folgenden Tage waren den fachlichen Verhandlungen gewidmet. Der Wert der ganzen Veranstaltung liegt in den Berichten, die von den einzelnen Ländern über sechs dem Münchener Kongreß vorgelegte Fragen erstattet worden sind. Sie gewähren einen Einblick in die Erfahrungen, die die Länder aller Weltteile beim Bau der Straßen und der Verkehrsregelung gemacht haben, die mancherlei Anregung bieten. Über Beton- und Zementschotterstraßen (Abteilung 1 — Frage 1) waren 16 Berichte eingegangen, über Fortschritte in der Aufbereitung von Teer, Bitumen, Emulsionen für den Bau und die Unterhaltung der Straßen (Abteilung 1, Frage 2) 20 Berichte, über Möglichkeiten billigster Herstellung und Unterhaltung von Fahrbahndecken sowohl in den Städten als auch außerhalb (Abteilung 1, Frage 3) 18 Berichte. In der zweiten Abteilung: Verkehr, Betrieb und Verwaltung, waren drei weitere Fragen gestellt. Die vierte behandelte geeignete Maßnahmen für die Verkehrssicherheit in der Stadt, auf dem flachen Lande, an schienengleichen Wegübergängen, für die 13 Berichte eingeliefert waren. Die fünfte Frage befaßte sich mit Untersuchungen der Beziehungen zwischen Fahrzeugverkehr und Fahrbahndecken im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit der Transporte, Maßnahmen technischer, gesetzgeberischer oder verwaltungsmäßiger Natur zu dem Zwecke, die durch den Verkehr verursachten Schäden aller Art (Verkehrs-

erschütterungen, Lärmbelastigungen usw.) auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Hierüber lagen 11 Berichte vor. Die letzte Frage wünschelte Auskunft über folgende Fragen:

A. Welche Vorschriften sind gegenwärtig in Kraft über:

1. zulässige Gewichte von Fahrzeugen (Eigengewicht und Ladung),
2. Breite und Höhe der Fahrzeuge und ihrer Ladung,
3. Länge der Fahrzeuge und ihrer Ladung.

B. Kritische Betrachtung der Vor- und Nachteile dieser Vorschriften.

C. Empfiehlt es sich, die internationale Vereinheitlichung dieser Vorschriften anzustreben? Welches müßten gegebenenfalls die Grundlagen einer solchen Vereinheitlichung sein?

Zu dieser Frage hatten 17 Berichte Stellung genommen. Die für jede Frage bestellten deutschen Generalberichtersteller hatten die nicht leichte Aufgabe gehabt, aus den vorliegenden Berichten allgemeingültige Schlußfolgerungen zu ziehen und sie dem Kongreß zur Beschlußfassung vorzulegen. Über diese Schlußfolgerungen ist dann in den Abteilungssitzungen in drei Sprachen verhandelt worden, da vielfach Abänderungsvorschläge eingereicht worden waren.

Auf einige Abänderungsvorschläge und die sich daran anschließende Aussprache möchte ich hier eingehen, da sie vielleicht die einzige Ausbeute des Kongresses darstellen.

In der Frage 1 „Beton- und Zementschotterstraßen“ hatte der deutsche Generalbericht die einschichtigen Decken als „meist teurer als zweischichtige“ bezeichnet. Aus einem Abänderungsantrage, der auch angenommen wurde, daß solche Decken „in einigen Fällen teurer“ seien, konnte man entnehmen, daß die höheren Kosten der einschichtigen Decke gegenüber ihren sonstigen Vorzügen nicht ausschlaggebend sein sollen.

Auf holländischen Vorschlag wurde ergänzt, daß „Betondecken nicht nur bei gut entwässertem“ sondern auch „bei gleichmäßig tragfähigem“ Untergrund sich unmittelbar auf den Untergrund verlegen lassen.

Die Notwendigkeit des Einbaues mittlerer Längsfugen bei Betonstraßen war im Generalbericht ab 5 m Breite festgelegt worden, wurde aber auf französischen Antrag hin auf 5—6 m abgeändert.

Die 16. Schlußfolgerung gab an, daß die Fahrsicherheit auf Beton- und Zementschotterdecken in Kurven und Steigungen auch bei gemischtem Verkehr gewährleistet sei. Auf Antrag der Engländer wurde sie wie folgt abgeändert: „Die Beton- und Zementschotterstraßen fördern die Fahrsicherheit aller Verkehrsarten sowohl auf der geraden Strecke als auch in Kurven und Steigungen“. Damit wurde die deutsche Fassung etwas abgeschwächt.

Aus den Abänderungen, die an den andern Generalberichten vorgenommen sind, ist zu erwähnen, daß bei Frage 2 „Grundlagen für die Prüfung von Emulsionen“ angenommen worden sind, die durch eine besondere internationale Kommission einer gründlichen Nachprüfung unterzogen werden sollen. Bei der Frage 3 wurden Versuche mit Gummipflaster und Pflaster aus Eisen empfohlen. Bei Frage 4 — Verkehrssicherheit — sind Bestimmungen angeregt worden, die die Arbeitszeit der Fahrzeugführer regeln sollen, damit eine zu große Übermüdung vermieden wird.

Hinsichtlich der bei dieser Frage behandelten Ausbildung der schienengleichen Übergänge nimmt die Schlußfolgerung Bezug auf weitere internationale Entschlüsse wie sie z. B. auf dem Internationalen Eisenbahnkongreß von Kairo 1933, in der Sonderkommission des Völkerbundes vom 25. August 1934 und im Internationalen Rettungskongreß in Kopenhagen 1934 gefaßt worden sind!

Den Höhepunkt der Kongreßveranstaltungen in München bildeten zweifellos die Straßenbereisungen, die am 6. und 7. September stattfanden und die Teilnehmer über ebenso technisch bemerkenswerte wie landschaftlich hervorragende Straßen führten. Gute Karten mit eingehenden Erläuterungen und Abbildungen ermöglichten jedem Teilnehmer, die Fahrt zu verfolgen und sich über alles Wissenswerte zu unterrichten.

Die erste Bereisung führte in der Richtung der Kraftfahrbahn München—Landesgrenze, die mehrmals berührt wurde, über Holzkirchen, Rosenheim, nördlich des Chiemsees über Traunstein in das Gebiet der Salach nach Reichenhall. Auf dieser Strecke wurde ein Stück der im Bau befindlichen deutschen Alpenstraße, die von Lindau am Bodensee nach dem Königsee führen wird, auf 10 km Länge berührt und eine Vorstellung davon geben, welche technischen Schwierigkeiten der Bau dieser Straße zu überwinden hat. Überhaupt wird diese rund 480 km lange bis auf 1700 m Höhe führende Bergstraße die Aufmerksamkeit der Ingenieure ganz besonders beanspruchen. Dem Wanderer und Kraftfahrer wird sie die schönsten Teile der deutschen Alpen leicht erreichbar erschließen.

Die zweite Bereisung führte über Weilheim zur bekannten Eschelsbacher Brücke, nach Oberammergau, über die Ettaler Steige, die gleichfalls ein Teil der deutschen Alpenstraße ist, nach Partenkirchen, am Walchensee entlang über Kochel nach München.

Große Beachtung haben die Kongreßteilnehmer der schon seit Juni bestehenden Ausstellung „Die Straße“ und der aus Anlaß des Kongresses veranstalteten Straßenbau-Ausstellung geschenkt. Diese war mit den neuesten Erzeugnissen der deutschen Industrie sehr reich besetzt und von Professor Lechner in München sehr übersichtlich und eindrucksvoll angeordnet. Beim Durchgehen der Ausstellung kam man zuerst in den „Roten Hof“, der ringsum umgeben war mit den Maschinen der Bodenlösung und -Bewegung, wie Bagger, Baulokomotiven, Feldbahnen, Kompressoren. Als neues Gerät war hier der nach unten grabende Löffelbagger in verschiedenen Ausführungen vertreten. In der anschließenden „Grünen Straße“ standen die Straßenbefestigungsmaschinen, wie Dampf- und Motorwalzen aller Größen und Bauarten und Bodenstampf- und Befestigungsmaschinen. Unter ihnen verdiente wohl die meiste Beachtung der Boden-Schwingungsrüttler des Losenhausen-Werkes Düsseldorf, der zur Verdichtung von geschütteten Böden und Baugrund dient. Er wendet Schwingungen in der Eigenfrequenz der zu verdichtenden Böden an und erreicht dabei sehr starke Verdichtung, da er in der Minute bis zu 1500 Schwingungsdrücke von je 30 000 kg ausübt.

Im „blauen Hof“ waren die Maschinen zur Herstellung von Teer- und Asphaltdecken ausgestellt. An ihnen konnte man eine erfreuliche Weiterentwicklung feststellen. Der Nachteil der schweren Walzasphaltaufbereitungsmaschinen ist dadurch überwunden, daß die Trockentrommel mit Ölheizung getrennt wird von der Mischeinrichtung. Beide sind fahrbar eingerichtet. Der Mischer hat einen Kessel von 750 l Inhalt für das Bindemittel, der mit Ölfueuerung geheizt wird. Die ganze Anlage kann sich auf der Straße bewegen und das heiße fertige Mischgut unmittelbar auf die Straße werfen, dort, wo es eingebaut werden soll. Die hohen Kosten des Auf- und Abbaues der Mischanlagen werden damit gespart und Heißeinbau auch für kleine Flächen durchführbar. Als weitere Vervollkommnung ist noch anzusehen, daß der Mischer vollkommen geschlossen ist, geheizt werden kann und mit Temperaturregler, Signaluhr für Einhaltung einer bestimmten Mischzeit, mit selbsttätiger Messung und Zuführung des Bindemittels durch Zerstäuberdüsen, die für eine gleichmäßige Verteilung des Bindemittels unter die Mineralstoffe sorgen, versehen ist. Durchaus neue Formen zeigten auch die Maschinen zur Erwärmung und zum Auspritzen von Teer und Bitumen. Auf dem Wege durch die Ausstellung gelangte man dann zu der „gelben Straße“, längs der die Maschinen für die Herstellung der Betonstraßen, die Betonmischer und Fertiger aufgestellt waren. Auch hier wurden ganz neuartige Konstruktionen vorgeführt, die schon bei dem Bau der ersten Decken für die deutschen Kraftfahrbahnen verwendet werden. Um den Beton gleichmäßig auszubreiten, sind Verteilkästen eingeführt, in die der Mischer Beton abgibt, die dann quer über die Straßenbreite geführt werden und sich gleichmäßig entleeren. Die Konstruktionen der Straßenfertiger haben sich vollständig von den amerikanischen Vorbildern gelöst und sind nach ganz neuen Grundsätzen entwickelt, um eine genügende Verdichtung zu erzielen, ohne den Beton zu entmischen. Zur Einarbeitung von Längs- und Quersfugen in die fertige Decke sind besondere

Maschinen ausgebildet worden. Die Stampfhammerfertiger sowohl für Beton wie Teerdecken sind weiter verbessert worden und dürften jetzt eine große Verwendung finden. Auch Straßenfertiger für Bitumenstraßenbau sind vorgeführt worden, die jetzt bei der Herstellung der Asphaltdecken für die Kraftfahrbahnen zur Erzielung völlig ebener, wellenfreier Oberflächen eingesetzt werden sollen.

Am Ausgang der „gelben Straße“ war ein Rundhof angelegt, um den herum die Hilfsmaschinen-Industrie des Baumaschinenwesens aufgebaut war. Es wurden ortsfeste und fahrbare Steinbrecher, Splittanlagen, Unterwasser- Wasch- und Siebmaschinen, Sieb- und Sortieranlagen, Lastwagen, Straßenreinigungsmaschinen und dergleichen mehr gezeigt. Die Ausstellung fand ihre Fortsetzung in der Industriehalle, in der 1000 qm der Reichsverband des Ingenieurbaues, Fachgruppe Straßenbau, belegt hatte, davon 250 qm der Betonstraßenbau und in drei Abteilungen zu je 250 qm der bituminöse Straßenbau. Professor Graf hatte die Ergebnisse seiner grundlegenden Untersuchungen über die Zusammensetzung des Betons in vielen Tafeln und Zeichnungen vorgeführt. Die Straßenbaustoffe aller Art waren durch die entsprechenden Verbände ausgestellt worden; Pflastersteine und Schotter durch den

Reichsverband der deutschen Pflasterstein- und Schotterindustrie, die deutsche Teerindustrie durch die Auskunfts- und Beratungsstelle für Teerstraßenbau, die Bitumenindustrie durch die Arbeitsgemeinschaft der Bitumenindustrie, und den Reichsverband der deutschen Kaltasphaltunternehmungen, der auf seinem Stand durch praktische Vorführungen die vielseitige Entwicklung, die die Bitumenemulsionen gerade in der letzten Zeit durchgemacht haben, zur Anschauung brachte. Auch einige ausländische Firmen, wie z. B. die bekannte italienische Straßenbauunternehmung Puricelli waren vertreten.

Auf einem besonderen Vorführungsgelände hatte die Reichsbahn einen Stand errichtet, in dem sie an einem Modell die Zweckmäßigkeit des Behälterverkehrs vorführte. In der Mitte der Halle hatte der Prüfmaschinenverband in eindrucksvoller Weise eine große Zahl der im Straßenbau und Bauwesen eingeführten Prüfmaschinen und Geräte aufgebaut.

Die Ausstellung war ein überzeugender Beweis für die Überlegenheit der deutschen Industrie und ließ erkennen, wie der kraftvoll entwickelte Straßenbau in Deutschland diesen Zweig der deutschen Wirtschaft und Arbeitsgruppe belebt hat.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Entwurf eines 2000 m hohen Turmes für den Luftschutz von Paris.

Die maßgebenden Erwägungen für diese eigenartige und kühne Planung waren die bekannten Tatsachen, daß die Wirkung der artilleristischen Luftabwehr vom Erdboden aus völlig ungenügend und der Einsatz der Jagdflugzeuge beim Angriff von Bombengeschwadern mit unvermeidlichen Verzögerungen verbunden ist. Durch die Errichtung eines 2000 m hohen Turmes mit drei Bühnen in 600, 1300 und 1800 m Höhe erhofft man eine wesentliche Verbesserung zu erzielen, indem sich das Abwehrfeuer sofort aus verschiedenen Höhen eröffnen läßt. Ferner wird der Start der Jagdflieger gleich im Bereich des mutmaßlichen feindlichen Luftangriffes ermöglicht und schließlich ist der im Turm untergebrachte Flugwarndienst der Wirkung einer Vergasung entzogen. Als Platz für die Errichtung dieses Bauwerkes ist die Gegend von Issy les-Moulineaux im Süden von Paris gedacht.

Der Turm ist aus Eisenbeton vorgesehen und hat die Form einer konischen Röhre (Abb. 1), deren äußerer Durchmesser in Geländehöhe 210 m beträgt und bis zur Spitze auf 40 m abnimmt. Die untere Wandstärke ist 12 m; sie wird durch Eigengewicht und Winddruck bestimmt und besitzt eine steife Bewehrung, deren Lage sowohl den Erzeugenden folgt als auch in waagerechten Ringen liegt. Jede der drei vorerwähnten Bühnen hat eine kreisringförmige Fläche von 150 m Breite, die aus dem eigentlichen Turmschaft vorkragt. Sie besitzt ein netzförmiges, eisernes Traggerippe, welches durch Eisenbetonbogen und Rippen (Abb. 2.) abgeschlossen ist. Über der eigentlichen Abflugbahn liegt eine Zwischendecke. Das schirmförmig ausgebildete Dach besteht aus einer Reihe nebeneinanderliegender, konisch sich verjüngender Schalen aus Eisenbeton, deren Haupttragwerke ebenfalls eiserne Gitterträger sind. Die ringsherum vorhandenen, vorderen, bogenförmigen Öffnungen gestatten den Abflug in beliebiger Richtung und können durch bewegliche Tore geschlossen werden. Um die Durch-

schlagskraft der auftreffenden Geschosse abzuschwächen, sind im Innern Gitter vorgesehen. Die Gründung besteht aus einer kreisförmigen Eisenbetonplatte von 400 m Durchmesser. Für den Verkehr sind elektrische Aufzüge bestimmt. Die Kraftanlage liegt im Innern des Turmes in Geländehöhe und hat Unterstationen in jeder Bühne. Dort sind auch die erforderlichen Aufenthalts-, Schlaf- und Diensträume für den ganzen Betrieb untergebracht.

Schnitt a-b



Abb. 2. Schnitt a b und c d durch Dach und Bühne.

Über die Größe des Winddruckes wurden eingehende Studien gemacht. Nach den geltenden Vorschriften ist mit einer Windkraft von 50 kg/m² über dem Boden und einer Steigerung bis auf 250 kg/m² mit wachsender Höhe zu rechnen. Beobachtungen zeigen jedoch, daß der Winddruck bei derartig außergewöhnlicher Höhe noch wesentlich größer wird, so daß bei 2000 m eine Windkraft von 500 kg/m² anzusetzen war. Sie wird durch den Beiwert $\frac{2}{3}$, der getroffenen Körperform entsprechend, abgemindert. Die hiernach errechnete waagerechte Gesamtwindkraft beträgt 95 450 t und ergibt ein Biegemoment in Erdbodenhöhe von 92 200 000 tm. Der Ausschlag der Schlußkraft ist 7,70 m. Die allein durch Windkräfte erreichte Betonspannung stellt sich auf 26,5 kg/cm². Die waagerechte Stoßkraft der im Turm verteilten 300 Geschütze wurde unter der Annahme gleichzeitigen Abschusses in einer Richtung mit 3600 t ermittelt. Der Anteil dieser Kraftwirkung ist aber sehr gering und beträgt nur etwa 4 % von derjenigen des Windes. Ausschlaggebend ist der Eigengewichtseinfluß mit einer Gesamtkraft von rd. 10 Millionen Tonnen. Die waagerechte Verschiebung der Turmspitze bei vollem Windangriff wurde mit 1,70 m, bei einseitiger Erwärmung mit 1,00 m errechnet.

Der Entwurf des Bauwerkes stammt von dem bekannten Betonfachmann M. Henry L o s s i e r, dessen Mitarbeiter Architekt M. Faure-D u j a r r i c war.

(Nach Le Génie Civil (1934) Heft 23 vom 9. Juni.)

Dr.-Ing. l' A l l e m a n d.

Ausbau des Mississippi auf 2,75 m Fahrwassertiefe.

Mit einem Aufwand, der auf 124 Mill. Dollar veranschlagt ist, wovon zunächst 33,5 Mill. Dollar aus Mitteln zur Ankurbelung der Wirtschaft bereitgestellt sind, soll der Mississippi von Minneapolis-St. Paul bis St. Louis, eine Entfernung von rd. 1035 km so angebaut werden, daß überall eine Fahrwassertiefe von 2,75 m vorhanden ist. Im Jahre 1927 hat ein Gesetz Vorarbeiten für diesen Ausbau angeordnet. Bei diesen Vorarbeiten wurde eine Regulierung des Flußbetts mit Ausbaggern der Fahrrinne erwogen, doch zeigte die Trockenheit des Jahres

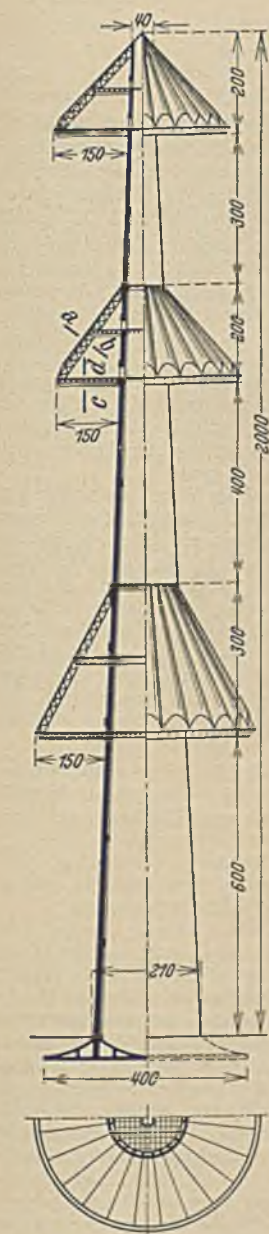


Abb. 1. Schnitt, Ansicht und Grundriß des Turmes.

1930, daß man auf diese Art auf Teilen der Strecke nicht über 1,5 m Fahrwassertiefe kommen könnte und daß die Breite des Fahrwassers dabei nicht für den Verkehr genügen würde. Ferner wurde die Frage erörtert, ob durch Anlage von Staubecken im Oberlauf des Mississippi selbst oder seiner Nebenflüsse der Wasserablauf so vermehrt werden könnte, daß die Fahrwassertiefe auf 2,75 m gebracht würde. Die technische Möglichkeit hierfür lag allerdings vor. An 34 Stellen hätten sich Talsperren mit 14 Mia m³ Stauraum errichten lassen, deren Abfluß zur Herstellung der gewünschten Wassertiefe ausreichen würde. Doch wären die Kosten erheblich höher geworden als für einen kanalmäßigen Ausbau, und man entschloß sich daher für diesen, wobei man aber nicht übersah, daß außerdem die Erhaltung der bereits bestehenden Stauanlagen in den höheren Teilen des Niederschlagsgebiet nötig ist, daß dabei auch eine weitere Verbesserung des Wasserabflusses zum Besten der Schifffahrt durch Anlage weiterer Stauanlagen sehr wohl geboten sein könnte.

Im ganzen erhält der Mississippi bei dem hier behandelten Ausbau 27 Staustufen; von diesen sind vier bereits vorhanden und 15 sind im Bau. Für den Abstand dieser Bauwerke waren die örtlichen Verhältnisse maßgebend. Umfangreiche Uferbauten, die nötig waren, um eine Überflutung von Gelände infolge des Staus zu verhüten, sollten vermieden werden, und die Schleusen sollten möglichst in gerade Strecken des Flußbetts zu liegen kommen. Außerdem mußte bei Wahl der Baustellen für die Stauwehre und Schleuse die Beschaffenheit des Baugrunds berücksichtigt werden. So ergaben sich die erwähnten 27 Bauwerke. Das Flußbett ist 800 m bis 3,2 km breit, überwiegend liegt bei den Stauwerken die letztgenannte Breite vor. Die Eisenbahnen, die den Fluß auf beiden Ufern begleiten, sind meist hochwasserfrei angelegt, doch liegen Gebäude und landwirtschaftlich ausgenutzte

Flächen im Bereich des Hochwassers, dessen Tiefe zwischen 5,5 m am oberen und 6,5 m am unteren Ende der auszubauenden Strecke schwankt. Im allgemeinen ist das Tal des Mississippi breit und flach, und die meisten Ansiedelungen, Bauten usw. erheben sich nicht viel über Niedrigwasser. Der Fluß ist ungefähr sieben Monate im Jahr für die Schifffahrt offen. Der Beginn der Schifffahrt im Frühjahr hängt im wesentlichen vom Aufbruch des Eises, das bis 60 cm stark wird, auf dem etwa 30 km unterhalb Minneapolis-St. Paul, der Zwillingstadt, gelegenen Pepin-See ab. Das Gesamtgefälle der auszubauenden Strecke beträgt nicht ganz 200 m. Von St. Louis bis zur Mündung ist noch ein Höhenunterschied von etwa 60 m.

In bezug auf den für die Schifffahrt verfügbaren Raum ist das Flußbett in drei Abschnitte geteilt; im oberen Teil sollen Schleppzüge von 100 bis 200 m Länge, im mittleren von 150 bis 200 m Länge, im unteren von 185 bis 300 m Länge verkehren können; das Fahrwasser soll in den drei Teilen eine Breite von 60 bis 245 m, von 90 bis 500 m und von 150 bis 600 m haben. Die Schleusen erhalten vom zweiten Abschnitt an eine Breite von 33,5 m bei einer Länge von 183 m. An drei Stellen, wo der Stau derart ist, daß auch bei Hochwasser die Schleusen benutzt werden müssen, werden Doppelschleusen angelegt. Außer an diesen drei Stellen hält man eine Art Schleusentor im Wehr, das bei Bedarf später in eine zweite Schleuse eingegliedert werden kann und das bei niedergelegtem Wehr geöffnet werden kann, für ausreichend, um bei Störung des Verkehrs in der Schleuse die Schifffahrt aufrecht zu erhalten. Die Schleusen haben im allgemeinen einen Höhenunterschied von 1,85 m bis 3,65 m zu überwinden. Die Stauwehre neben ihnen werden neben festen Teilen zum Teil auch Öffnungen mit Schützen haben, damit der Wasserstand weitgehend geregelt werden kann.

W e r n e c k e.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Tagung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft.

Der Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft hatte seine Mitglieder und Freunde zu einer Tagung vom 3.—5. September nach Essen eingeladen. Diese Tagung konnte sich eines sehr regen Besuches erfreuen. In seiner Begrüßungsansprache betonte der Vorsitzende, Reichsminister a. D. K r o h n e, daß neben den Fragen der Landeskultur und des Verkehrs die Wasserkraftnutzung für die Elektrizitätswirtschaft und deren Weiterentwicklung von besonderer Bedeutung seien. Die vorhandenen Naturschätze müßten gehegt und gepflegt werden. Durch eine geordnete Bewirtschaftung des Wasserschatzes sei eine Steigerungsmöglichkeit gegeben. Die Bewirtschaftung des Wasserschatzes im rheinisch-westfälischen Industriegebiet, in dessen Herz die Tagung stattfinde, sei hierfür ein Beweis.

Landes-Oberbaurat Dr. P r a g e r, Düsseldorf, Baudirektor Dr. C o l o r i o, Osterode und Prof. Dr. F r a n z i u s, Hannover stellten eingehende Überlegungen an, wie in der Wasserwirtschaft die weiteren Wege zur Erreichung des vom Führer und Reichskanzler gesteckten Zieles einzuschlagen sind. Es wurden behandelt, die Wasserwirtschaft, die Landesplanung und Siedlung; hierbei strich man das neue Landungs-Planungs-Gesetz, bei dessen endgültiger Fassung auch die Interessen der Wasserwirtschaft gebührend berücksichtigt werden sollten. Landesplanung ist schließlich nicht die Zurückhaltung zu dem, was gewesen ist, sondern die planmäßige Um- und Neuorganisation der Landwirtschaft, Urbarmachung der Moore usw. In diesen landwirtschaftlichen Fragen spielt aber die Wasserwirtschaft eine ausschlaggebende Rolle. Weiter wurde darauf hingewiesen, daß die Gesamtwirtschaft heute ein besonderes Interesse an einer geordneten und richtigen Führung in der Wasserwirtschaft haben müsse. Daher muß jedes Flußsystem individuell und zusammenhängend behandelt werden. Wichtig ist, daß der Wasservorrat genau wie der Bodenvorrat voll angenuzt wird. Wie bei der Siedlung muß ein Bauplan aufgestellt werden, der die wichtigsten Interessen von vornherein festlegt. Heute noch kümmern sich viel zu viele Leute um die Fragen der Wasserwirtschaft. Verlangt werden muß daher eine einheitliche Spitze, vielleicht nach dem Vorbild im Straßenbau; hier habe jedenfalls die große Idee bereits das Ergebnis, daß eine einheitliche Führung heute vorhanden sei.

Prof. Dr. Franzius umriß die Aufgaben der Deutschen Wasserwirtschaft im neuen Reiche und betonte die Notwendigkeit der Aufstellung eines Hauptwirtschaftsplanes. Dieser Plan habe die Aufgabe, die in unserem Wasservorkommen gegebenen Möglichkeiten zu erschöpfen, als da sind: Hebung der Bodenkultur, Verbesserung der Verkehrswege, Ausbau der Wasserkraft, Neulandgewinnung und anderes mehr. Durch den Plan sind die Grundzüge für den Ausbau unserer Talsperren, der Ausbau der Flüsse, die Eindeichung, die Entsumpfung usw. festzulegen. Die Durchführung wird sich über lange Zeitläufe erstrecken, sie wird aber ein sehr wirksames Mittel sein zur Beseitigung der Arbeitslosigkeit. Ein Reichsamt für Wasserwirtschaft muß geschaffen werden, welches die Einzelausführungen in eine organische Verbindung bringt und sie über ihre örtliche Bedeutung heraushebt.

Ihre besondere Note erhielt die Tagung dadurch, daß immer wieder mit großem Nachdruck auf die hervorragende Bedeutung der Wasser-

kraftnutzung für die gesamte Elektrizitätswirtschaft hingewiesen wurde. Hierbei wurde immer wieder betont, daß gerade die jetzige Zeit sich der Bedeutung der Naturkräfte bewußt sein müsse, nicht zuletzt schon zur Schonung wertvollster einheimischer Naturschätze. Im übrigen wurden von den Vortragenden wasserwirtschaftliche Spezialgebiete behandelt.

So sprachen Prof. Freckmann über das Thema: „Beeinflußt die Entwässerung der Moore Klima und Wasserabfluß?“ Zu einem abschließenden Ergebnis ist man in dieser Frage noch nicht gekommen. Die Praxis lehrt, daß ein unberührtes Hochmoor bei verhältnismäßig starkem Regen nur wenig Abfluß liefert. Sobald aber dieses Hochmoor aufgeschlossen wird, fließt das Wasser schnell ab. An sich sollte die Kultivierung der Moore überall in Erwägung gezogen werden. Man müsse sich dabei aber stets die Frage vorlegen, ob genügend Vorflut für das bisher unberührte Moor vorhanden ist. Aber auch hier darf nicht verallgemeinert werden. Man darf die in einem Moor gemachten Erfahrungen nicht ohne weiteres auf ein anderes Moor übertragen.

Dr.-Ing. Weiland sprach über den „Stand der Wasserversorgung in Deutschland und das Problem der Arbeitsbeschaffung“. Der Redner stellte die Qualität des Wassers in den Vordergrund. Sowohl die Industrie als auch der Haushalt haben in hohem Maße ein wirtschaftliches Interesse an einem guten Brauchwasser. Die Arbeiten für die Wassergewinnung sind in hohem Maße geeignet für eine nutzbringende Arbeitsbeschaffung. Bei der Harzleitung nach Bremen hat sich zwischen Material und Lohn ein Verhältnis von ca. 50 : 50 % herausgestellt. Damit werden insgesamt ca. 1,6 Millionen Tagewerke verfahren. Arbeiten für die Wasserversorgung lassen sich oft in Gebieten durchführen, die an Arbeitsmangel besonders leiden. Es sei dringend erforderlich, daß für diese Arbeiten öffentliche Mittel zur Verfügung gestellt werden.

Dr. Mahr, Wuppertal, berichtete über „Die Aufgaben und Arbeiten des Wupperversandes“. Der Wupperversand ist die jüngste der öffentlich-rechtlichen Körperschaften im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Ihm liegt ob die Wasserwirtschaft im Wupperegebiet.

Prof. W. Köhne, Berlin, sprach über: „Hydrologie und Bergbau“. Oberregierungs- und Baurat Bock, Münster, behandelte in seinem Vortrage den „Ausbau des Westdeutschen Wasserstraßennetzes“.

Rein technische Fragen wurden von Dir. Ungerer, Berlin und Prof. Dr.-Ing. Oesterlen, Hannover behandelt mit dem Ziele, den Stand der Entwicklung wichtiger und für die Wasserwirtschaft bedeutsamer Hilfsmittel vorzuführen. So berichtete Direktor Ungerer über die „Entwicklung der Kaplan-Turbinen in den letzten Jahrzehnten“ und Prof. Oesterlen über den „Neueren Wasserturbinen- und Pumpenbau“.

Die Tagung fand ihr Ende mit folgender Entschliebung: Der Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft bittet die Reichsregierung, in der nächsten Zeit diejenigen wasserwirtschaftlichen Arbeiten, die eine Ertragssteigerung des deutschen Bodens zur Folge haben, vorzugsweise zu fördern, da diesen Arbeiten im Hinblick auf die gesamte Wirtschaftslage z. Zt. die allergrößte Bedeutung zukommt. Sie sind nicht nur geeignet, die Abhängigkeit unserer Ernährung vom Auslande zu verringern, sondern geben auch Devisenfreiheit für die Einfuhr im Inlande nicht erzeugbarer industrieller Rohstoffe und schaffen damit eine der wichtigsten Voraussetzungen für die weitere Bekämpfung der Arbeitslosigkeit.

Zuschrift zum Aufsatz Fillunger: „Zur Bestimmung der maximalen Flächenporosität des Betons.“

(In Heft 29/30 lfd. Jgs.)

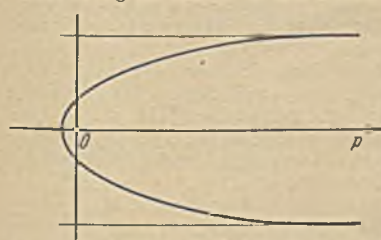
Die Ausführungen des Herrn Prof. Fillunger gehen von der allgemein anerkannten Tatsache aus, daß die Berechnung des Auftriebes in einer Gußbeton-Staumauer die Kenntnis der maximalen Flächenporosität des Betons erfordert. In Verbindung mit dieser Tatsache erinnere ich an folgenden, bei der Beurteilung des Sicherheitsgrades von Bauwerken allgemein befolgten Grundsatz: Solange für die Bestimmung eines für die Sicherheit eines Bauwerkes maßgebenden Faktors kein allgemein anerkanntes Verfahren vorliegt, so kommt für die Wahl dieser Größe nur der ungünstigste Grenzwert in Betracht.

Das Verfahren der Bestimmung der maximalen Flächenporosität aus der Raumporosität nach dem Gesetz von Delesses liefert einen Mittelwert, dessen Abstand vom oberen Grenzwert unbekannt ist¹. Aus diesem Grund können auch alle künftigen, auf dem Gesetz von Delesses beruhenden Betrachtungen lediglich ein akademisches Interesse beanspruchen.

Die Grundlagen meines eigenen für die Bestimmung des Maximalwertes benützten Verfahrens wurden durch Herrn Fillunger bereits in den Heften 5/6 und 7/8 der oben erwähnten Zeitschrift (1934) angefochten. Ich habe in den gleichen Heften gezeigt, daß die Einwendungen keine Beweiskraft haben. Der dritte Abschnitt des Aufsatzes im „Bauingenieur“ beinhaltet lediglich eine Wiederholung der früheren Einwände in neuer Form. Setzt man nämlich in der letzten

Gleichung des Aufsatzes im „Bauingenieur“ $\mu' = n_w, \sigma_d = \frac{P}{F}$ und $\sigma'_d = \frac{P'}{F}$ so erhält man die Gleichung, zu der ich mich bereits an den oben angegebenen Stellen geäußert habe.

Das im zweiten Abschnitt des Aufsatzes von Fillunger im „Bauingenieur“ vorgeschlagene Verfahren zur Bestimmung eines oberen Grenzwertes aus der Betonzugfestigkeit beinhaltet eine wertvolle Anregung, denn es gestattet eine unmittelbare Beurteilung der Größenordnung des gesuchten Wertes. Die Anwendung des Verfahrens setzt jedoch die Kenntnis der Größenordnung der Zugfestigkeit der Festsustanz des Bindemittels σ_2 voraus. Da wir die maximale Flächenporosität des Bindemittels als unbekannte Größe betrachten, so ist auch der Rückschluß aus der gemessenen Zugfestigkeit des porösen Bindemittels auf den Wert σ_2 unmöglich, und der im Aufsatz angenommene Schätzwert von 100 kg/cm^2 muß als willkürlich bezeichnet werden. Um eine zutreffendere Vorstellung von σ_2 zu bekommen, gehen wir von der folgenden Tatsache aus: Bislier kennen wir weder eine porenfreie amorphe Substanz noch einen porenfreien Einzelkristall der eine meßbare innere Reibung aufweist. Infolgedessen besteht, nach dem heutigen Stand unseres Wissens, jeder Körper ohne Ausnahme zur Gänze aus Elementen, deren Festigkeit durch einen hydrostatischen Außendruck fast gar nicht beeinflusst wird. Der Sitz der „inneren Reibung“ befindet sich ausschließlich an den Grenzflächen zwischen den Kristalliten oder an den Stellen geringsten Materialquerschnitts. Nun liegt es im Wesen eines jeden Reibungswiderstandes, daß er niemals größer werden kann als die Festigkeit des Materials, aus dem die reibenden Flächen bestehen. Infolgedessen kann die Scherfestigkeit des porösen umhüllten Körpers auch bei sehr hohem Außendruck niemals größer werden als die Scherfestigkeit der Festsustanz, aus welcher der Körper besteht. Aus dem gleichen Grund verläuft auch bei zunehmendem Außendruck eine wachsende Anzahl von Bruchflächen quer durch die mit keiner nennenswerten inneren Reibung begabten Elemente. Die Annäherung an diesen Grenzzustand verrät sich durch das Einlenken



der Mohr'schen Bruchkurven in nahezu waagerechten Tangenten (s. nebenstehende Abb.). Die Ordinate dieser Tangenten liefert die untere Grenze für die mittlere Scherfestigkeit der an sich reibungslosen Festsustanz. Beim Marmor wurde der Grenzzustand beinahe erreicht. Die Ordinate der waagerechten Tangente beträgt mehrere tausend Kilogramm per cm^2 . Der bisher bekannte Verlauf der Mohr'schen Kurven für den Zementstein läßt darauf schließen, daß die Ordinate der waagerechten Tangenten, welchen sie sich nähern, noch viel größer ist als die für den Marmor. Bei einer mittleren Scherfestigkeit der Festsustanz von mehreren tausend Kilogramm per cm^2 liegt auch eine Zugfestigkeit von der gleichen Größenordnung im Bereich der Möglichkeit. Mit einem solchen Wert für die Zugfestigkeit ergibt auch das von Fillunger angeregte Verfahren für die maximale Flächenporosität μ' einen Wert, der sich nur wenig von der Einheit unterscheidet.

Da uns das Gebot der Vorsicht dazu zwingt, bei der Beurteilung des Sicherheitsgrades von Bauwerken stets mit den ungünstigsten Möglichkeiten zu rechnen, sind wir durch die eben erwähnten, von

meinem Verfahren unabhängigen Ergebnisse ebenfalls dazu genötigt, den Wert $\mu' = 1$ als derzeit maßgebenden Näherungswert für die maximale Flächenporosität des Betons zu betrachten. Bei den großen Schwankungen in der Beschaffenheit des beim Bau von Staumauern verwendeten Betons ist es für praktische Zwecke völlig belanglos, ob der wahre Wert gleich ist 0.91 oder 0.97. Aus dem gleichen Grund habe ich auch in einer vor kurzem erschienenen Arbeit² die Berechnung der Beanspruchung der Gewichtsstaumauern auf Grund der Annahme $\mu' = 1$ durchgeführt.

Wien, 31. Juli 1934.

K. Terzaghi.

Erwiderung.

Wie ich schon im „Bauingenieur“ (1934) Heft 29/30 bemerkt habe, soll die Rolle, die das Delessesche Gesetz bei dieser Auseinandersetzung spielt, an anderer Stelle einer gesonderten Erörterung unterzogen werden. Der für Wechselschriften verfügbare Raum würde verbieten, jener Erörterung hier vorzugreifen. Es genügt, zu wiederholen, daß die Berufung auf das Delessesche Gesetz dz. immer noch der einzige Weg ist, auf dem man zu einer zahlenmäßigen Angabe der maximalen Flächenporosität des Betons oder anderer Mauern gelangen kann, und es gelingt, die Anwendbarkeit des genannten Gesetzes durch logische Gründe und empirische Tatsachen fast bis zur vollkommenen Gewißheit zu erhärten. Das Terzaghische Verfahren zur experimentellen Bestimmung von $\mu' = n_w$ gestattet hingegen überhaupt keine Angabe dieser Zahl, weder in der „allgemeinen graphischen Behandlung“ (Z. d. Oe. I. u. A. V. [1934], Heft 1/2), wie ich schon dort klar genug gezeigt habe, noch in der „analytischen Darstellung“ (Bautechnik [1934], Heft 29), wie ich in einer Zuschrift an die Schriftleitung (dz. im Druck) ebenfalls leicht nachweisen konnte. Die Wiederholung meiner früheren Einwände im „Bauingenieur“ in neuer Form, verleihe ihnen aber neuen Nachdruck.

Die Ausführungen v. Terzaghis zum zweiten Abschnitt meines Aufsatzes entbehren nicht der Originalität. Es soll die einachsige Zugfestigkeit des porenfrei gedachten Bindemittels, d. h. die Abszisse des Scheitelpunktes am linken Ende des Mohr'schen Diagrammes (siehe die obige Abbildung in der Zuschrift v. Terzaghis) aus der Scherfestigkeit bei einem sehr großen überlagerten hydrostatischen Druck, mithin aus den Ordinaten in großer Entfernung rechts vom Ursprung ermittelt werden. Es erübrigt sich wohl, darauf näher einzugehen. Auch sollte man mit dem Begriffe „innere Reibung“ vorsichtiger sein. Er hat nur bei sandartigen Massen und dort seine Berechtigung, wo ein Zustand plastischer Formänderung ohne Bruch möglich ist.

Die Meinungen über die Frage, ob und wie ein Auftrieb in Talsperren berücksichtigt werden muß, waren seit jeher geteilt. Viele Sperren wurden ohne Auftriebsrechnung mit bestem Erfolge ausgeführt. Bei anderen wurde der „volle“ Auftrieb in Rechnung gestellt. Wieder andere wurden unter der Annahme eines irgendwie eingeschätzten „teilweisen“ Auftriebes gerechnet. Es kann daher keineswegs behauptet werden, daß die ungünstigste Annahme einem allgemein befolgten Grundsatz entspricht. Meine Theorie gestattet nun den teilweisen Auftrieb statt durch Schätzung exakt zu bestimmen. Freilich muß dabei das Delessesche Gesetz als Grundlage hingenommen werden und man kann verstehen, daß die verantwortlichen Erbauer von Talsperren darin eine Unsicherheit erblicken. Sofern sie der teilweise Berücksichtigung des Auftriebes anhängen, fehlt eigentlich der Grund zum Mißtrauen, da doch die exakte Rechnung auch mit dem Delesseschen Gesetz immer noch besser erscheint, als die reine Schätzung. Nie aber wird der verantwortliche Ingenieur durch die Theorie, und sei sie noch so vollkommen, seiner Verantwortung gänzlich enthoben. Nur streckenweise dient sie ihm als verlässlichste Führerin, dann überläßt sie ihm wieder seinem eigenen Ermessen. Wer an der strengen Gültigkeit des Delesseschen Gesetzes zweifelt, dem bleibt es unbenommen, den maßgebenden Faktor $(\mu' - \mu)$ in der Richtung

gegen seine obere Grenze $(1 - \frac{\sigma_B}{\sigma_2} - \mu)$ nach Gutdünken zu vergrößern.

Diejenigen aber, die für den vollen Auftrieb eintreten, kommen bei ihren bisherigen einfachen Rechnungen genau zum gleichen Ergebnis, wie mit $\mu' = 1$, so daß man nicht einsehen kann, weshalb Herr v. Terzaghi sich bemüht, ein kompliziertes Verfahren zu ersinnen, das in der experimentellen Grundlage unhaltbar ist, in der Theorie aber genau zur gleichen Endformel führt. Er wird sich begnügen müssen, zu zwei bereits bekannten Wegen der Ableitung der Endformel noch einen dritten gefunden zu haben. Auch würde der Grundsatz, im Zweifel immer nur den denkbar ungünstigsten Fall gelten zu lassen, zu den merkwürdigsten Folgen führen. Man denke z. B. an den Grundbau. Würden dann noch andere Fundierungen als Piloten bis zum Gerölle hinab oder Schwimmdocks ausgeführt werden können?

September 1934.

Fillunger.

Berichtigung.

Im Aufsatz „Zur Bestimmung der maximalen Flächenporosität des Betons“, Der Bauingenieur (1934) S. 302, links, Zeile 25 von oben soll richtig stehen $(1 - V')$ statt V' .
Der Verfasser.

¹ Siehe meine Ausführungen in der Ztschr. des öst. Ing.- und Arch.-Ver. (1934) H. 1/2, 5/6 und 7/8.

² Bautechnik (1934) Heft 29.

Berichtigung zum Aufsatz Fröhlich: „Elementare Druckverteilung und Verschiebungen im elastisch-isotropen Vollraum“.

(In Heft 29/30 lfd. Jgs.)

Herr A. E. Cummings, District-Manager der Raymond Concrete Pile Co., Chicago, Ill. machte mich darauf aufmerksam, daß die Spannungen σ_z und σ_h , wie diese in Gl. Gruppe (3) und (3)a des obigen Aufsatzes gegeben sind, nur für die Poissonzahl $m = 2$ exakt richtig sein können. Eine Nachrechnung, die ich daraufhin anstellte, ergab, daß diese Spannungen in Gl. Gruppe (3) wie folgt lauten müssen:

$$\sigma_z = + \frac{3m}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \cdot \left(\frac{z^2}{r^2} + \frac{m-2}{3m} \right) \cdot \frac{z}{r}$$

und

$$\sigma_h = - \frac{3m}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \cdot \left(\frac{z^2}{r^2} - \frac{2(m+1)}{3m} \right) \cdot \frac{z}{r}$$

Entsprechend ändern sich σ_z und σ_h in Gl. Gruppe (3)a und ferner noch die Gleichungen:

$$(5) \quad \theta_1 = \arccos \sqrt{\frac{m-2}{3m}}$$

und

$$(6) \quad \theta_2 = \arccos \sqrt{\frac{2(m+1)}{3m}}$$

O. K. Fröhlich.
s — Gravenhage.

PATENTBERICHT.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 30. August 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. E 44 238. Escher Wyß Maschinenfabriken Akt.-Ges., Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Seemann und Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Trockengasbehälter mit Scheibenkolben. 8. V. 33. Schweiz 20. IV. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 125 600. Hugo Herzbruch, Essen-Bredeneu. Schacht- oder Streckenausbau; Zus. z. Pat. 472 528. 20. II. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 28/04. B 161 595. Carl Böse, Großenhain i. S. Fahrbare Gleishebemaschine mit im Maschinengestell, eingebauten Führungen für den längsverschieblichen Hubrollenrahmen. 7. VII. 33.
- Kl. 19 c, Gr. 7. F 74 351. Margarethe Freudinger, geb. Lieb, München-Obermenzing. Bettungsentwässerung für in Verkehrswege verlegte Schienengleise. 27. X. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 8/20. F 125 30. Justin André Hector Fedi, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Walzenfertiger, insbes. für Betonstraßen. 6. VI. 30. Frankreich 29. VIII. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 11/01. S 106 271. Georg Sander, Hettstedt i. Südharz. Straßenpflastereretzmaschine. 19. IX. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 4. S 105 495. Sealed Joint Construction Corp., New York; Vertr.: H. Licht, u. Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mauerwerk aus Formsteinen. 18. VII. 32. V. St. Amerika 25. VI. 31.
- Kl. 37 a, Gr. 6. H 136 170. Karl Hager, München. Holzernes Schalendach. 9. V. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 51. B 149 480. Léon Billé, Nogent-sur-Marne, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Wickelvorrichtung zum Aufbringen einer Eisenbewehrung auf Rohre. 13. IV. 31. Frankreich 8. V. 30 u. 7. I. 31.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 120 598. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Schwenkabsatzer mit Durchfahrt zwischen dem parallel zum Fahrgleis verschiebbaren Aufnahmeförderer und dem Fahrgestell des Absetzers. 29. VII. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 121 451. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Aufnahmeförderer für Schüttgut. 16. VI. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 71 224. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Abraumförderbrücke mit Vorrichtungen zum Anschütten einer Zwischenberme. 26. VIII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 1. L 84 669. Jules Lietta, Champvent, Schweiz; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Stütze für Bauarbeiten. 21. X. 33. Schweiz 8. IX. 33.
- Kl. 84 e, Gr. 2. H 130 053. Dipl.-Ing. Feodor Hörnlmann, Berlin. Gründung von Bauwerken. 2. I. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 3/01. L 82 292. Walter Lindemann, Berg. Gladbach. Einrichtung an Abwasserkläranlagen zur biologischen Behandlung des Abwassers. 22. X. 32.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. M 124 609. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa a. d. Elbe. Anhebevorrichtung für Schwimmer bei Leichtflüssigkeitsabscheidern. 3. VIII. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 6. September 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 155 704. Bamag-Meguvin Akt.-Ges., Berlin. Scheibengasbehälter mit einer Einrichtung zum Zugänglichmachen der Dichtung. 13. V. 32.
- Kl. 5 a, Gr. 23/20. H 132 602. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Schmiervorrichtung für Erdbohrer. 21. VII. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 41 600. Peter Thielmann, Hagen i. W. Nachgiebiger Grubenstempel. 1. XI. 32.

- Kl. 19 a, Gr. 19. D 63 010. Victor Emile Dupuy, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bursch, Pat.-Anw., Berlin W 8. Schienenstoßverbindung mittels eines Schienenstuhls. 26. II. 32. Belgien 9. III. 31.
- Kl. 19 d, Gr. 3. B 154 858. Dr.-Ing. Ludwig Bosch, Dortmund. Verstärkte Fachwerksbogenbrücke. 17. III. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. W 90 330. Paul Weith, Wupperthal-Wichlinghausen. Einteilige Herzstückspitze für Kreuzungsweichen und Kreuzungen. 12. XI. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 2. St 50 710. Ludwig Strohmeier u. Engelbert Gräwer, Leipzig. Verfahren zur Herstellung von Steineisendecken ohne Schalung. 28. III. 33.
- Kl. 42 c, Gr. 5/02. V 29 163. Verkaufs-Akt.-Ges. Heinrich Wilds geodätische Instrumente, Heerbrugg, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Stern, Pat.-Anw., Berlin W 15. Winkelmeßgerät, Theodolit, Bussolengerät o. dgl. 6. VIII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 25/08. G 86 523. I. R. Geigy A. G., Basel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kring, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Herstellung von Teerprodukten, insbes. für den Straßenbau. 27. IX. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 1. K 133 749. Johann Keller G. m. b. H., Frankfurt a. M. Aus einem Rohr bestehende Einpreßdüse für Zementleim; Zus. z. Pat. 595 007. 16. XI. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 48 723. Ilse der Hütte, Peine. Vorrichtung zur gegenseitigen Abstützung von Spundbohlen; Zus. z. Anm. I 48 276. 6. I. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 83 827. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Elektrisch betriebener Bagger mit Stromzuführung durch ein Kabel. 29. V. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. R 84 756. Gustav Rittler, Stuttgart-Fellbach. Verfahren zur Aufbereitung von Rohwasser. 25. IV. 32.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 13. September 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 39. J 43 632. Dr.-Ing. Franz Jansen, Berlin-Zehlendorf-West. Abbaivorrichtung. 1. II. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 152 424. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler u. Jakob Dietrich, München. Selbstspannende Schienenbefestigung; Zus. z. Pat. 589 026. 8. X. 31.
- Kl. 35 a, Gr. 25/01. K 124 088. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Steuerung für einen elektrischen Aufzug zum Befahren wasserloser Gasbehälter; Zus. z. Pat. 592 320. 3. II. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 4. G 84 018. Carl Ludowici, Kom.-Ges. a. A., Jockgrim, Pfalz. Fenster- oder Türleibung für Mauerwerk aus Steinen mit Nut und Feder; Zus. z. Pat. 569 461. 9. XI. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 4. L 79 169. Frédéric Jean de Lâet, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eisenfachwerkwand. 22. VIII. 31. Belgien 22. VIII. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 4. U 11 537. O. Ullrich G. m. b. H., Leipzig. Eckausbildung für eine Mauer aus T-förmigen Langlochsteinen; Zus. z. Anm. 37 b, M 185 30. 27. XI. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 25/08. L 81 317. Adam Loew, Frankfurt a. M., und Carl Halang, Offenbach a. M.-Bürgel. Verfahren zum Herstellen von Straßenbaustoffen durch Vermischen von Asphalt- oder Teermassen als Bindemittel mit Steinsplitt o. dgl. 20. I. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 25/10. L 83 773. Josef Löwinger, Vác, Ungarn; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger und Dipl.-Ing. F. Hahne, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Straßenmaterial. 15. V. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 3/06. B 156 902. Buß Akt.-Ges., Basel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Bertram und Dipl.-Ing. K. Lengner, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Wehr mit Hauptschütz und Hilfsschütz und getrennten Windwerken für beide Schütze. 8. VIII. 32.

PERSONALNACHRICHTEN.

Anlässlich des intern. Straßenbaukongresses wurde unser Mitarbeiter, Prof. Dr. Neumann, Stuttgart, mit dem Preise für die beste Veröffentlichung über Straßenbau aus den letzten Jahren ausgezeichnet.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES.

5. September 1934.

Belastungsannahmen im Hochbau — Windbelastung

Noch nicht endgültig!

| |
|------------|
| DIN |
| Entwurf 1 |
| E 1055 |
| Blatt 4 |

Einspruchsfrist bis 10. Januar 1935.

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

A. Berücksichtigung der Windwirkung.

1. Die Bauwerke sind für zwei einander entgegengesetzt gerichtete Windkräfte nicht nur in Richtung ihrer Hauptachsen, sondern auch über Eck zu untersuchen, wenn nicht der ungünstigste Fall von vornherein zweifelsfrei zu erkennen ist.

2. Bei Bauwerken, deren kleinste Grundrißabmessung kleiner als $\frac{1}{3}$ der Höhe ist, muß eine mindestens 1,5fache Sicherheit gegen Kippen nachgewiesen werden.

3. Bauwerke von weniger als 15 m Höhe, die durch Wände und Decken hinreichend und sachgemäß ausgesteift sind, brauchen in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden. Es setzt dies voraus, daß die Decken genügend steif und die Mauern, insbesondere auch die Giebelwände, mit den Decken ausreichend verbunden sind, sowie daß die Windkräfte auf mindestens einen Stein dicke Wände, die bis zur Gründung durchgehen, ordnungsmäßig übertragen werden¹.

4. Bei Bauwerken in nachweisbar dauernd windgeschützter Lage kann eine bis zu 50% ermäßigte Windbelastung zugelassen werden².

5. Die vorliegenden Bestimmungen gelten nicht, wenn für besondere Bauwerke, wie Schornsteine, Brücken, Funktürme, elektrische Freileitungen, Abraumförderbrücken oder sonstige Großgeräte im Tagebau o. ä. amtlich anerkannte Bestimmungen bestehen, in denen auch die Berechnung auf Winddruck geregelt ist.

B. Windlasten.

1. Die Windbelastung eines Bauwerkes ist von der Gesamtgestalt des Bauwerkes abhängig und setzt sich zusammen aus Überdrücken und Unterdrücken (Sogwirkungen), die auf die einzelnen Flächen des Bauwerkes ausgeübt werden und senkrecht zu diesen wirkend anzunehmen sind. Die Größe der Über- und Unterdrücke wird in Vielfachen des „Staudruckes“, d. h. der lebendigen Energie der Raumeinheit des ungestörten Windes, gemessen und ausgedrückt in der Form:

$$w = cq \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

worin q der Staudruck und c ein von der Gestalt des Baukörpers abhängiger, aus Modell- oder Großversuchen ermittelter Beiwert (reine Zahl) ist.

2. Der Staudruck ist:

$$q = \frac{\rho v^2}{2} \text{ (kg/m}^2\text{)},$$

worin ρ die Luftdichte und v die der Berechnung zugrunde zu legende Geschwindigkeit in m/s des Windes bedeutet oder, da hinreichend genau

$$\rho = \frac{1}{8} \left(\frac{\text{kg s}^2}{\text{m}^3} \right)$$

gesetzt werden kann:

$$q = \frac{v^2}{16} \text{ (kg/m}^2\text{)}.$$

Der Staudruck hat entsprechend der Änderung der Werte der Windgeschwindigkeiten mit der Höhe über dem umgebenden Gelände und mit der geographischen Lage verschiedene Werte.

¹ In jedem Falle müssen Vorkehrungen gegen das Abheben der Dächer und ihrer einzelnen Konstruktionsteile getroffen werden; auch sind die Wände entsprechend zu sichern.

² Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß in besonderen Fällen, in denen die Annahme von Windschutz naheliegt, in Wahrheit eine erhöhte Windbelastung hervorgerufen werden kann.

Staudruckwerte in Abhängigkeit von Lage und Höhe des Bauwerkes³.

| 1 Höhe über Gelände | 2 | | 3 | |
|------------------------|---|---------------------|-------|---------------------|
| | Küstenstreifen 35 km breit, Höhenlagen von 500 m über NN und mehr und besonders windreiche Gegenden | | sonst | |
| | v m/s | q kg/m ² | v m/s | q kg/m ² |
| 0 bis 20 | 42 | 110 | 35,8 | 80 |
| 20 bis 100 | 45,6 | 130 | 42,0 | 110 |
| über 100 | 49 | 150 | 45,6 | 130 |

3. Eine Herabminderung der Staudruckwerte in Spalte 2 der vorstehenden Zusammenstellung, jedoch nur bis auf die Werte der Spalte 3 kann zugelassen werden, wenn aus lückenlosen Beobachtungen mit einwandfrei arbeitenden, selbstschreibenden Windmessern über einen mehrjährigen Zeitraum ein geringerer Wert der beobachteten Höchstgeschwindigkeit für den betreffenden Ort nachgewiesen wird. Ist in besonderen Fällen auf Grund einwandfreier Messungen eine erhöhte Geschwindigkeit des Windes zu erwarten, so kann eine Erhöhung der Werte vorgeschrieben werden.

4. Bei hohen, schlanken Bauwerken (Schornsteinen, Funktürmen, Hochhäusern u. dgl.) oder Bauteilen (lange Hängestangen bei Brücken o. ä.) sind die Staudruckwerte zur Berücksichtigung der durch Windstöße hervorgerufenen Schwingungsbeanspruchungen mit einem dynamischen Beiwert: $d = (1 + s) \leq 2$ zu vervielfachen, wobei s die Eigenschwingzeit (Dauer einer vollen Schwingung) des Bauwerkes (Bauteiles) in Sekunden bedeutet.

5. Die Beiwerte c sind aus nachstehender Zusammenstellung für die gebräuchlichsten Gebäudetypen zu entnehmen. Darin bedeutet:

- + Richtung nach der Wand- oder Dachfläche hin (Winddruck),
- Richtung von der Wand- oder Dachfläche fort (Sog)⁴.

Bei Untersuchung der Standfähigkeit im ganzen ist bei Bauwerken mit scharfen Kanten mit dem einheitlichen Beiwert gemäß IV, bei Bauwerken mit gekrümmter Oberfläche gemäß VI der Zusammenstellung zu rechnen.

6. Für Gebäude oder Gebäudegruppen besonderer Art oder in besonderer Lage (z. B. Gebirge) kann die Anwendung anderer Beiwerte und Staudrucke zugelassen oder verlangt werden, wenn die abweichenden Werte einwandfrei gesichert sind (Modell- oder Großversuche).

7. Mit einer gleichzeitigen Belastung durch Schnee und Wind braucht, abgesehen von der Möglichkeit des Liegenbleibens von Schneeanlagerungen an besonderen Stellen des Gebäudes wie beim Zusammenstoß mehrerer Dachflächen o. ä. nicht gerechnet zu werden.

Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 1055 Blatt 4 „Belastungsannahmen im Hochbau, Windbelastung“.

Das Studium des Problems der Wirkung des Windes auf Bauwerke hat besonders durch die Aufgaben, die die aufkommende Luftfahrt stellte, in der Zeit kurz vor dem Kriege und während des Krieges auch bei den Bauingenieuren einen starken Anstoß erfahren. Die Erkenntnis, daß sich die bisherige Art der Berücksichtigung des Windeinflusses im Bauwesen auf nicht zutreffende physikalische und aerologische Voraussetzungen stützt und daß die für die Windbelastung bestehenden Vorschriften nicht mit der wirklichen Belastung durch Wind im Einklang stehen, hat seitdem sehr an Boden gewonnen. Sie ist erheblich gefördert

³ Für eine noch weitergehende Unterteilung nach der Höhe sowie nach Küsten- und Gebirgsgegenden fehlt es zur Zeit noch an ausreichenden Beobachtungen.

⁴ Die Sogwirkungen, die an den Schnittkanten von Wand- und Dachflächen örtlich noch erheblich größere Werte annehmen können, erfordern besonders sorgfältige Verankerung bzw. Befestigung aller dort befindlichen Konstruktionsteile untereinander und mit ihren Auflagern (Abheben ausladender Gesimse).

worden durch eine Reihe von Veröffentlichungen in Deutschland, aber auch in anderen Ländern (siehe Literaturhinweis am Schluß). Ganz besonderen Vorteil hat sie aus der Entwicklung der Strömungsforschung einerseits und der Verbesserung der Windmeßapparate andererseits gezogen.

Im wesentlichen waren es zwei Punkte, die der Klärung bedurften: die Gewinnung zuverlässiger Werte der wirklich vorkommenden Höchstgeschwindigkeiten des Windes und in Verbindung damit die Bemessung der der Berechnung der Bauwerke an ihrem Standort zugrunde zu legenden Windlasten, ferner der Einfluß der Gestalt der Baukörper auf Größe und Verteilung des Winddrucks.

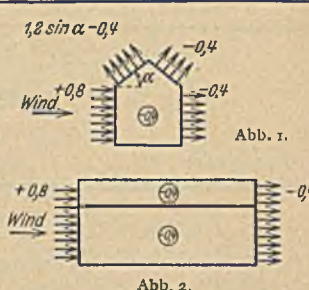
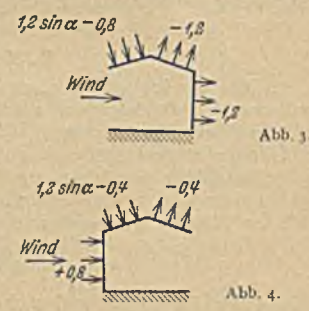
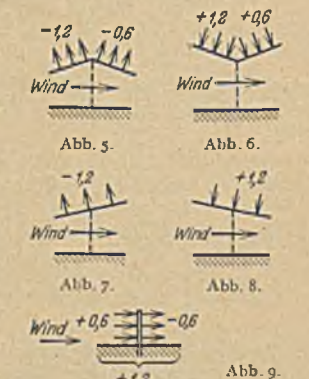
Die Windbelastungsannahmen der früheren Vorschriften stützten sich, wenn sie nicht überhaupt auf Schätzungen beruhten, auf Messungen der Windgeschwindigkeiten mittels Schalenkreuz-Anemometern. Abgesehen davon, daß diese Messungen der Natur ihrer Entstehung nach nur Mittelwerte darstellen, während für die Beanspruchung der Bauwerke die Höchstwerte entscheidend sind, so sind sie auch von zweifelhaftem Wert, da Ort und Art der Aufstellung der Windmesser, soweit überhaupt zuverlässig bekannt, keine Gewähr für einen von der Umgebung unbeeinflussten Gang boten. Nachdem nunmehr seit einer Reihe von Jahren an vielen Orten des Reiches böenschreibende Windmesser vor allem seitens der Flugwetterwarten, in Betrieb gehalten werden, stehen Messungen von Höchstwerten der Windgeschwindigkeit in so großer Zahl zur Verfügung, daß ein ziemlich sicherer Schluß auf die in den einzelnen Gegenden des Reiches zu erwartenden Höchstwerte der Windgeschwindigkeit möglich ist. Wenn auch eine völlige Trägheitsfreiheit bei den zurzeit in Betrieb befindlichen Windmeßapparaten noch nicht erreicht ist, so kann den damit gemessenen Werten doch eine weit größere Zuverlässigkeit beigegeben werden, als den früheren. Diese Werte werden übrigens auch bestätigt durch Messungen, die in den Nachbarländern Holland und Dänemark unter ganz ähnlichen geographischen und klimatischen Verhältnissen gewonnen worden sind. Nach den vorliegenden Aufzeichnungen der Windmesser ist im Binnen-(Flach-)lande der Wert von 33,5 m/s nur in ganz seltenen Fällen und dann nur um ein Geringes überschritten worden. Es wird deshalb $v = 35,8$ m/s als maßgebender Wert für das flache Binnenland vorgeschlagen. Dem entspricht ein „Staudruckwert“ von 80 kg/m^2 , wobei unter „Staudruck“ die physikalische Größe $q = \frac{1}{2} \rho v^2$, d. h. die lebendige Energie der Raumeinheit der bewegten Luft, oder mit der Luftdichte $\rho \approx \frac{1}{8}$ der Wert

$$q = \frac{1}{16} v^2$$

verstanden wird. Im Gebirge und an der Seeküste wird der Wert von 35,8 m/s öfter überschritten. Es wird daher 42 m/s für notwendig gehalten, aber auch für ausreichend, da Überschreitungen dieser Werte nur so selten und in so geringem Maße zu erwarten sind, daß die dadurch etwa hervorgerufene Überbeanspruchung zweifellos als innerhalb des allgemeinen Sicherheitsgrades der Konstruktion liegend zugelassen werden kann.

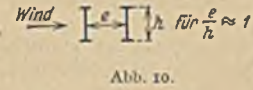
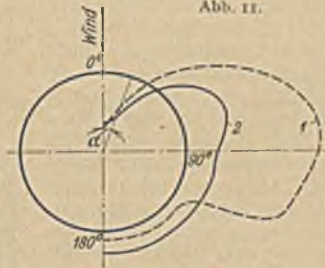
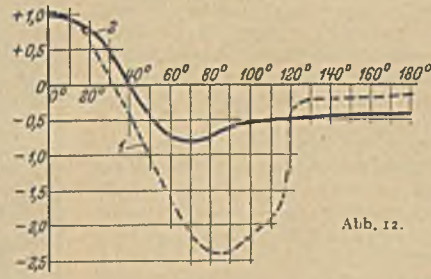
Windmessungen mit böenschreibenden Apparaten in verschiedenen Höhen über dem Erdboden haben weiter gezeigt, daß die Windgeschwindigkeit mit der Höhe über dem Erdboden zunimmt. Nach welchem Gesetze die Zunahme erfolgt, haben die bisher vorliegenden Untersuchungen noch nicht eindeutig ergeben. Der vorliegende Vorschlag

Beiwerte c des Staudruckes q in Abhängigkeit von der Gestalt der Baukörper.

| Art des Bauwerkes | Fläche | | | Bemerkungen |
|--|-------------------|------------------|-----------------|--|
| | an der Luv-Seite | an der Lee-Seite | in Windrichtung | |
| I. Geschlossene Gebäude (Abb. 1 u. 2) | | | | |
| 1. Lotrechte (Wand-)Flächen | +0,8 | -0,4 | -0,4 |  <p>Abb. 1.</p> <p>Abb. 2.</p> |
| 2. Geneigte (Dach-)Flächen $\alpha =$ Neigung gegen die Waagerechte | $1,2 \sin \alpha$ | -0,4 | -0,4 | |
| 3. Örtlich begrenzte, vom Wind unmittelbar getroffene Wand- und Dachfelder sowie Fenster- oder Torflügel einschl. der sie stützenden Bauteile, wie Wandriegel, Zwischenpfosten, Dachlatten, Sparren, Pfetten u. dgl. | +1,0 | | | <p>Bei Wind von rechts Druckverteilung spiegelsymmetrisch. Zahlen in Kreisen \odot sind die Beiwerte für die in Windrichtung liegenden Flächen.</p> <p>Verminderter Luftdruck im Innern der Bauwerke infolge stets vorhandener Undichtigkeiten ist mit -0,2 berücksichtigt.</p>  <p>Abb. 3.</p> <p>Abb. 4.</p> |
| 4. Bei Konstruktionsteilen, die die Windbelastung von Längswänden auf Endgiebel oder Zwischenportale übertragen (Windträger, Zwischen- und Endrahmen, ausgesteifte Giebelwände u. a.), können die unter 1. und 2. genannten Beiwerte um 15% vermindert werden, wenn die Längen der Flächen, in der Längsachse des Bauwerkes gemessen, mindestens ein Viertel der Gesamtlänge des Bauwerkes betragen. | | | | |
| II. Gebäude an einer Seite offen. | | | | |
| 1. Luvseite offen (Abb. 3) | | | | <p>Verminderter Luftdruck im Innern mit -0,2 berücksichtigt.</p>  <p>Abb. 5.</p> <p>Abb. 6.</p> <p>Abb. 7.</p> <p>Abb. 8.</p> <p>Abb. 9.</p> |
| a) Wandflächen | | -1,2 | -1,0 | |
| b) Dachflächen. | $1,2 \sin \alpha$ | -0,8 | -1,2 | |
| 2. Leeseite offen (Abb. 4) | | | | |
| a) Wandflächen | +0,8 | | -0,4 | |
| b) Dachflächen. | $1,2 \sin \alpha$ | -0,4 | -0,4 | |
| 3. u. 4. wie unter I. 3. u. 4. | | | | |
| III. Freistehende Überdachungen. | | | | |
| 1. Zweiseitige Dächer: | | | | <p>Die Beiwerte gelten für die auf die Netzebene projizierte Oberfläche der Fachwerkstäbe.</p> |
| a) Satteldach (Abb. 5) | -1,2 | -0,6 | | |
| b) umgekehrtes Satteldach (Abb. 6) | +1,2 | +0,6 | | |
| 2. Pultdächer. | | | | |
| a) in der Windrichtung steigend (Abb. 7) | -1,2 | | | |
| b) in der Windrichtung fallend (Abb. 8) | | +1,2 | | |
| IV. Freistehende Wände (Abb. 9) | | | | |
| | +0,6 | -0,6 | | |
| | +1,2 | | | |
| V. Offene Fachwerke ¹ | | | | |
| 1. für einfache Gitterträger. | +1,6 | | | |

¹ Eingehendere Vorschriften in DIN 1072 „Straßenbrücken, Belastungsannahmen“ und „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“ der Reichsbahn.

Fortsetzung von Seite 416.

| Art des Bauwerkes | Fläche | | | Bemerkungen |
|--|------------------|------------------|-----------------|---|
| | an der Luv-Seite | an der Lee-Seite | in Windrichtung | |
| 2. bei zwei Gitterträgern hintereinander für den zweiten (Abb. 10) | +1,0 | | |  <p>Abb. 10.</p> |
| 3. bei turmartigen Fachwerken von quadratischem Querschnitt sind die Windlasten nach 1. u. 2. mit 0,75 zu vervielfachen und auf alle vier Wandflächen gleichzeitig wirkend zu berücksichtigen. | | | | |
| VI. Bauwerke mit kreisförmigem Querschnitt ² | | | | <p>Beiwert gilt für die auf den Achsenschnitt projizierte Oberfläche. Für sehr glatte Oberflächen kann der Wert +0,7 auf +0,5 vermindert werden.</p>  <p>Abb. 11.</p> <p>Kurve 1 für glatte Oberfläche. Kurve 2 für raue Oberfläche.</p>  <p>Abb. 12.</p> |
| 1. für Standsicherheitsberechnungen | +0,7 | | | |
| 2. für örtliche Beanspruchungen (Wände von Behältern u. a. m.) (Abb. 11) | | | | |
| a) für glatte Oberfläche (Metall, glatter Putz, gehobenes Holz, polierte Flächen) (Abb. 12, Kurve 1) | | | | <p>a) für glatte Oberfläche (Metall, glatter Putz, gehobenes Holz, polierte Flächen) (Abb. 12, Kurve 1)</p> <p>b) für raue Oberfläche (gefugtes Mauerwerk, rauher Putz, ungehobenes Holz) (Abb. 12, Kurve 2) . . .</p> |
| b) für raue Oberfläche (gefugtes Mauerwerk, rauher Putz, ungehobenes Holz) (Abb. 12, Kurve 2) . . . | | | | |

Die Versuche mit Gebäudemodellen haben einwandfrei dargetan, daß im Windstrom im wesentlichen nur die von diesem unmittelbar getroffenen Wandflächen und die stärker geneigten Dachflächen Druck erhalten, während die übrigen Flächen z. T. erheblichen, die Druckkräfte übersteigenden Saugkräften unterworfen sind. Die Belastung der luvseitigen Flächen durch Überdruck wird am größten, wenn sie rechtwinklig vom Windstrom getroffen werden. Der Überdruck erreicht nur vereinzelt den Staudruckwert, bleibt aber im allgemeinen erheblich unter diesem.

Unterdruck ist auf den lee-seitigen Flächen sowie auf Wänden parallel zum Windstrom (kurze Giebel) bis etwa -0,9, auf horizontalen Dachflächen bis -1,69, auf geneigten Dachflächen bis -1,18 gemessen worden. Die besonders hohen Werte erscheinen jedoch nur an einzelnen Punkten an Gebäude- und Dachkanten und übersteigen die im allgemeinen vorkommenden Werte erheblich. Die Messungen lassen überhaupt einen starken Wechsel des Druckes zwischen den einzelnen Punkten der Flächen erkennen. Mit Rücksicht darauf und auch mit Rücksicht auf den sehr schnellen zeitlichen Wechsel der Stärke des Druckes in ein und demselben Punkte infolge der Turbulenz des natürlichen Windstromes, muß es als zweckmäßig und ausreichend angesehen werden, nur gemittelte Werte zu berücksichtigen.

Besondere Beachtung verdienen neben den Messungen an geschlossenen Gebäuden diejenigen an Gebäuden, bei denen einzelne Wände gänzlich fehlen. Die Versuche haben ergeben, daß, wenn das Gebäude an der Luvseite offen ist, im Innern des Gebäudes ein erheblicher Überdruck auf Wand- und Dachflächen auftritt, bei offener Leeseite ein Unterdruck (Sog), der mit der Belastung an den Außenflächen zusammengesetzt werden muß.

Diese Ergebnisse sind durch Messungen in anderen Ländern im wesentlichen bestätigt worden. Besondere Untersuchungen sind namentlich in Dänemark und Rußland über die Druckverhältnisse im Innern der Gebäude, ferner über die Windbelastung ebener, vollkommen freistehender Wände angestellt worden. Erstere gehen davon aus, daß es vollkommen luftdicht abgeschlossene Gebäude nicht gibt und daß Fenster- und Türöffnungen sowie die unvermeidlichen kleineren Undichtigkeiten einen verhältnismäßig schnell wirkenden Ausgleich zwischen Innen- und Außenluft ermöglichen. Durch den an den Außenflächen auftretenden Unterdruck wird die Luft bis zu einem gewissen Grade aus dem Innern herausgesaugt, so daß dieser Druckabfall der eingeschlossenen Luft sich als Sog auf die Innenflächen auswirkt. Die Messungen haben ergeben, daß diese Saugwirkung im Innern von nicht zu vernachlässigender Größe ist.

Für die ebene vollkommen freistehende Wand, deren Länge im Verhältnis zur Höhe sehr groß ist, hat sich auf der Luvseite bei Windrichtung senkrecht zur Wandfläche in Wandmitte der Wert +1,0 ergeben. Er fällt nach den Rändern zu bis zu einem Unterdruck von etwa -1,35 ab und beträgt also im Durchschnitt etwa +0,65. Auf der Leeseite herrscht ein ziemlich gleichmäßig verteilter Unterdruck von i. M. -1,35. Die Gesamtbelastung beträgt daher rund 2,0. Mit fallendem Verhältnis l : h fällt der Wert erst sehr schnell, dann langsam bis 1,2.

Die in Deutschland bestehenden Vorschriften gehen in wesentlichen Punkten an den vorstehenden Ergebnissen der neueren Forschung vorüber. Es hat nicht an Versuchen gefehlt, diesen Zustand zu ändern.

Auch dem ETB des Deutschen Normenausschusses hat in seiner früheren Tätigkeitsperiode einmal ein Vorschlag von dem verstorbenen Oberbaurat Scharrff, Hamburg, vorgelegen. Er ist aber nicht zur Verhandlung gekommen. Erst die Schornsteinbestimmungen vom August 1929 DIN 1056 (Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit

² Eingehendere Vorschriften in DIN 1056 „Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine“.

lehnt sich daher zunächst noch an die Deutschen Schornsteinbestimmungen vom August 1929 DIN 1056 „Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine“ an, wobei allerdings von den neuen Staudruckwerten ausgegangen wird. Was den Einfluß der Gestalt des Baukörpers angeht, so liegen heute die Ergebnisse einer bereits beträchtlichen Zahl von Modellversuchen im Windkanal vor. In der Literatur finden sich mehr oder weniger eingehende Berichte darüber (siehe Literaturnachweis am Schluß). Die deutschen Versuche, die seinerzeit durch die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranlaßt und von der Aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen ausgeführt worden sind⁵, stehen dabei in erster Linie und haben die Frage im wesentlichen geklärt. Sie haben auch Anregung zur Nachprüfung und Ergänzung der Versuche in anderen Ländern gegeben. Die Göttinger Versuche sind mit Modellen gebräuchlicher Bauwerksformen einzeln und in Gruppen hintereinander bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten im Windkanal vorgenommen worden. Es sind geschlossene und an mehreren Seiten offene Gebäude sowie Gitterwerke untersucht worden, indem die Modelle unter verschiedenen Winkeln gegen die Bauwerksachse angeblasen wurden. Die Gebäudemodelle hatten rechteckigen Grundriß und verschiedene Seitenverhältnisse sowie verschiedene Höhen. Die Ergebnisse wurden in den dimensionslosen Werten $\frac{p}{q}$ angegeben, worin p den Überdruck oder Unterdruck an irgendeiner Stelle des Bauwerkes bei gegebener Windgeschwindigkeit, v und $q = \frac{v^2}{16}$ den Staudruck bezeichnet.

⁵ Die Vorbereitung und Durchführung der zahlreichen, z. T. noch unveröffentlichten Versuche lag in der Hand von Herrn Prof. Flachsbarth, der auch bei der Fassung des vorliegenden Entwurfs sehr dankenswerte Hilfe geleistet hat.

hoher freistehender Schornsteine) tragen den neuen Erkenntnissen wenigstens insofern Rechnung, als sie zum Ausdruck bringen, daß „etwaiger Einfluß der Saugwirkung auf der der Windrichtung entgegengesetzten Seite in dem Werte w enthalten ist“ und das Anwachsen der Windgeschwindigkeit über dem Erdboden in zutreffender Weise als früher berücksichtigen.

Die Berücksichtigung der neuen Forschung ist übrigens auch bei dem größten Teil der übrigen Länder bisher unterblieben. Nur Rußland und Holland haben ihre frühere Bestimmung in den letzten Jahren grundlegend umgestaltet. Letzteres hat bekanntlich vor kurzem ein ziemlich weitgehendes Normblatt herausgebracht und dabei der deutschen Vorarbeit dankend Erwähnung getan.

Sollten die neueren Erkenntnisse in ausreichender Weise in den Vorschriften zum Ausdruck kommen, so war es klar, daß zu einer völligen Neufassung, und zwar in stark erweiterter Form, geschritten werden mußte. Der Winddruckausschuß bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen hat seit einer Reihe von Jahren die Vorarbeiten für eine solche Neufassung geleistet und auf Anfordern des ETB des Deutschen Normenausschusses den vorliegenden Entwurf ausgearbeitet. Durch mühevollte Arbeit in einem Sonderausschuß⁶ und durch zahlreiche Einzelbesprechungen hat der Entwurf die zur Veröffentlichung geeignete Gestalt erhalten.

Einen wesentlichen Teil der Vorarbeiten für den vorliegenden Vorschlag hat die kritische Durchberatung des im vorigen Jahr dem Winddruckausschuß durch den holländischen Normenausschuß überreichten holländischen Entwurfs gebildet. Der hier vorliegende Vorschlag lehnt sich namentlich in der Form an das holländische Normblatt an, inhaltlich ist jedoch nach möglichster Vereinfachung gestrebt worden.

Ein allgemeiner Teil gibt an, in welchen Fällen und in welcher Weise die Windwirkung berücksichtigt werden soll, ein spezieller Teil enthält die Vorschriften über die in die Rechnung einzuführenden Windlasten. Letzterer behandelt einmal den Staudruck, bringt dann die Änderung der Werte mit der Höhe über dem umgebenden Gelände und mit der geographischen Lage in einer übersichtlichen Zusammenstellung, ferner eine weitere Zusammenstellung der zu verwendenden Beiwerte für die am meisten vorkommenden Gebäudetypen, die aus den Modellversuchsergebnissen ermittelt sind, schließlich noch einige Vorschriften, die das Abweichen von den gegebenen Beiwerten u. a. betreffen. Aus dem allgemeinen Teil ist hervorzuheben, daß die Bauwerke auch für die Windrichtung über Eck zu untersuchen sind entsprechend den Ergebnissen der Modellversuche, die bei einer um 30 bzw. 45° gegen die Gebäudeachse geneigten Anblasrichtung die ungünstigsten Werte zeigten, ferner daß die Wand- und Dachflächen sowohl auf äußeren Überdruck als auf äußeren Unterdruck (Sog) zu berechnen sind, entsprechend den durch die Versuche nachgewiesenen Erscheinungen.

Zur Zusammenstellung der Beiwerte ist folgendes zu bemerken: Für Dachflächen geringer Neigung haben die Modellversuche auf der Luvseite nur Sog ergeben. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit, daß die Windrichtung auch von der Waagerechten nach oben abweichen kann, besonders daß bei Sturm starke Vertikalböen einfallen können, ist auch für die geringen Dachneigungen äußere Druckbelastung der luvseitigen Dachfläche vorgesehen und eine Formel gewählt, die die Belastung in Abhängigkeit vom Neigungswinkel des Daches angibt und den Übergang zu den der Messung entsprechenden Überdrücken bei steileren Dachneigungen ohne Stufe vollzieht.

Es ist ein Unterschied gemacht worden, ob es sich um größere Bauteile handelt, die die Windbelastung größerer Flächen aufzunehmen bestimmt sind, wie Dachbinder, Windverbände u. a., oder um solche, für welche sich die hohen örtlich auftretenden Windlasten besonders ungünstig auswirken können. Für letztere sind erhöhte Belastungen vorgeschrieben.

Die Beiwerte sind nicht die wirklich gemessenen Werte, sondern sie stellen gemittelte Werte über die ganze vom Wind beeinflusste Fläche dar.

Bei freistehenden Überdachungen und Pultdächern ist es im Gegensatz zu den holländischen Vorschriften, die zwei Fälle, einmal, daß der Wind mehr von oben oder daß er mehr von unten einfällt, vorsehen, für ausreichend gehalten worden, nur den ersten Fall anzunehmen. Mit Rücksicht auf den Widerstand, den der Wind durch die Bodenreibung erfährt, ist das Einfallen des Windes mehr von oben als der wahrscheinlichste Fall zu betrachten.

Offene Fachwerke sind nur insoweit aufgenommen worden, als die Beiwerte für einfache Gitterträger und für zwei Gitterträger im Abstand etwa gleich der Trägerhöhe hintereinander angegeben sind. Wegen eingehender Angaben muß auf die Brückenbauvorschriften verwiesen werden.

⁶ Sehr verdienstvolle Mitarbeit ist in dem Sonderausschuß geleistet worden durch: Oberbaurat Brauer, Obering. Behrendt, Prof. Flachsbart, Dr.-Ing. Klöppel, Berat. Ing. Mensch, Prof. Rausch, Dr.-Ing. Schmückler, Dr.-Ing. Seitz, Min.-Amtm. Stein, Oberbaurat Wendt.

Für Bauwerke mit kreisförmigem Querschnitt ist neben einem Bilde der Winddruckverteilung über die Zylinderfläche etwa in halber Höhe — die Unterschiede in der Lotrechten sind nicht erheblich — eine Schauliniendarstellung der Beiwerte über dem abgewickelten Zylinderumfang gegeben worden. Für glatte Oberfläche und für rauhe Oberfläche ist je eine Kurve gezeichnet worden, aus der für jeden Zentiwinkel α der zugehörige Beiwert entnommen werden kann.

Weitere Erläuterungen können die am Schluß angeführten Aufsätze bieten, auf die hier verwiesen werden muß.

Der vorliegende Entwurf kann keinen Anspruch darauf machen, die Frage des Windeinflusses auf Bauwerke erschöpfend behandelt oder abschließend gelöst zu haben. Das war schon deshalb nicht möglich, weil in der Vergangenheit nur ein recht kleiner Kreis von Ingenieuren und auch Meteorologen sich dieses immerhin ziemlich verwickelten und wenig erforschten Problems angenommen hat. Auch waren die Mittel, die für die wissenschaftliche Forschung auf diesem Gebiete aufgewendet werden konnten, sowohl wegen der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse, als auch gerade weil die Winddruckfrage nicht wie andere technische Probleme im Vordergrund des Interesses stand, außerordentlich bescheiden. Es hat so leider noch manche Frage offen bleiben müssen oder hat nur durch einen Hinweis berührt werden können. Immerhin mußte angesichts der heute bereits vorliegenden Ergebnisse der neueren Forschung einmal der entschlossene Schritt getan werden, mit veraltetem, dem heutigen Stand der Wissenschaft nicht mehr entsprechenden Anschauungen zu brechen. Es ist zu hoffen, daß, wenn jetzt der Gegenstand in der präzisen Form eines Normentwurfs für neue Windbelastungsvorschriften zur öffentlichen Erörterung gestellt wird, dadurch weite Kreise des Ingenieurbauwesens und auch der Meteorologie gewonnen werden, mitzuhelfen, das Werk weiter auszubauen und die noch vorhandenen Lücken auszufüllen.

B u s c h.

L i t e r a t u r a n g a b e n.

- I r m i n g e r: Ingenieure (1894).
E i f f e l: Nouvelles recherches sur la résistance de l'air et l'aviation (1914), Paris.
G r ü n i n g: Versuche über Winddruck. Bauing. (1920) S. 39.
v. B a u m h a u e r: Druckmessung auf einem Gasbehältermodell in künstlichem Windstrom. Kopenhagen 1920.
E r g e b n i s s e d e r A e r o d y n a m i s c h e n V e r s u c h s a n s t a l t z u G ö t t i n g e n. I. Lieferung 1921, II. Lieferung 1923, III. Lieferung 1927.
B u c h e g g e r: Windgeschwindigkeit und Winddruck. Bauing. (1922) S. 49.
B u s c h: Die Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage. Bauing. (1924) S. 417 ff. und 445 ff.
S o n n t a g: Windsaugwirkung an Gebäuden. Zentralblatt der Bauverwaltung (1924) Nr. 8—10.
D r y d e n u n d H i l l: Wind pressures on structures. Scientific Papers of the Bureau of Standards N. 523. Washington 1926.
B e r i c h t e d e s W i n d d r u c k a u s s c h u s s e s. Jb. dtsh. Ges. Bauing.-Wes. Bd. 3 (1927), Bd. 4 (1928).
B o u n k i n u n d T s c h e r e m o u k h i n: Wind pressure on roofs and walls of buildings. Verh. Aero-Hydrodyn. Zinst. Moskau 1928.
K a d o: Die Beanspruchung waagerechter Versteifungsringe bei runden Bauwerken. Zbl. Bauverw. (1929).
N ø k k e n t v e d: Foreløbig Meddelelse om Forsøg over Vindtryk, Bygningostatisk Meddelelse, Kopenhagen 1929.
F l a c h s b a r t: Winddruck auf Bauwerke. Naturwiss. 18 (1930) S. 475 ff.
I r m i n g e r u n d N ø k k e n t v e d: Wind pressure on buildings. Kopenhagen 1930.
F l a c h s b a r t: Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke. Bericht über die Verhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Zürich 1932.
— Grundsätzliches zur Frage des Winddrucks. Bauwelt (1932) Heft 27, S. 660 und Heft 28, S. 692.
S e i t z: Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck. Bautechn. (1932) Heft 50 u. 51.
M e n s c h: C., Beitrag zur Frage der Gebäudeunfälle durch Windsaugwirkung. Bautechn. (1932).
H o l l ä n d i s c h e N o r m e n V 789 u n d N 790.
S c h o e m a k e r u n d W o n t e r s: Windbelasting op Bouwerken. Erläuterungen zu den holländischen Normen V 789 und N 790. Het Bouwbedrijf (1932) Nr. 22.
R a u s c h: Einwirkung von Windstößen auf hohe Bauwerke (Schwungsbeanspruchungen). Z. VDI Bd. 77 (1933) S. 433 und Bautechn. (1933) S. 344.
F l a c h s b a r t: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. Stahlbau (1934).
— Die Belastung von Bauwerken durch Windkräfte. Beitrag zum 2. Bd. von W. K a u f m a n n: Angewandte Hydromechanik, Berlin 1934.