

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 29. Mai 1931

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Über Baugrund-Probekbelastungen.

Alte Verfahren, neue Erkenntnisse.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa.

In allen Fällen, wo wir über die Tragfähigkeit oder Zusammendrückbarkeit des Baugrundes überhaupt nicht oder nicht genügend unterrichtet sind, führen wir Probekbelastungen¹⁾ aus: — so soll es wenigstens sein! Was besagen nun solche ausgeführte Probekbelastungen, geben sie sofort eindeutige Zahlen für das zu erwartende Verhalten des Bauwerkes? Zur Zeit müssen wir leider antworten: noch nicht. Denn die bei der Probekbelastung ermittelte Einsenkung der Lastplatte und Tragfähigkeit (Bruchgrenze) des Bodens sind nicht die Werte, die für das Bauwerk gelten. Beide ergeben sich für das Bauwerk größer, die erstere leider, die letztere glücklicherweise.

Um über diese wichtigen Fragen Klarheit zu gewinnen, sind im Institut des Verfassers in den Jahren 1926 bis 1928 eingehende Versuche durchgeführt worden, deren Ergebnisse nachstehend mitgeteilt und erörtert werden.

I. Allgemeines.

Der Baugrund unterscheidet sich von den übrigen Baustoffen grundsätzlich dadurch, daß er nur in wenigen seltenen Fällen aus seiner natürlichen Lagerung ohne Störung seines Gefüges und seiner Festigkeit entnommen und im Laboratorium geprüft werden kann; und auch dann, wenn das möglich ist, verwendet z. B. die Festigkeitsprüfung im Laboratorium den Boden stets in anderer Weise, als seiner natürlichen Lagerung entspricht: Es fehlt die Gegenwirkung der umgebenden Bodenmassen, aus denen die Probe herausgenommen worden ist. Jedes Bauwerk bedeutet immer nur eine örtliche Belastung von geringer Breitenausdehnung auf dem nach Breite und Tiefe unendlich weit sich erstreckenden Baugrunde; sowohl, um diesen eigenartigen, bei andern Baustoffen sehr viel seltener vorkommenden Belastungsfall möglichst getreu nachzuahmen und auch wegen der Unmöglichkeit der Bodenentnahme in ungestörter Lagerung wählt man zur Prüfung des Baugrundes die Probekbelastung durch lotrechte Last auf verhältnismäßig kleiner Lastfläche (max. meist 1 m²). Wie schwer deren Ergebnisse zu deuten sind, ist in der Einleitung schon gesagt. Worin liegen die Schwierigkeiten?

Das typische Ergebnis einer Probekbelastung ist das Spannungs-Senkungs-Schaubild Abb. 1. An ihm ändert sich nichts, auch wenn Entlastungsschleifen noch vorhanden sind. Frage: Was können wir aus diesem Probekbelastungs-Senkungs-Diagramm für das Bauwerk von z. B. 100 m² Fläche herauslesen, das auf dem untersuchten Boden gebaut werden soll? Die Antwort ist in der Einleitung schon gegeben.

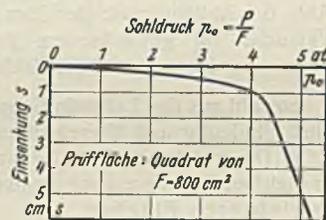


Abb. 1. Normales Einsenkungs-Spannungs-Diagramm.

Begründung: Aus Abb. 1 läßt sich zweierlei entnehmen: Einmal die Einsenkung der Probeplatte; bei $p = 3$ at ist z. B. $s = 0,5$ cm. Ferner sieht man ganz deutlich, daß bei $p = 4,2$ at ein Bruch des Baugrundes eintritt. Eine leichtfertige (bisher allerdings auch wohl oft geübte) Schlußfolgerung würde also sagen:

1. Wir haben für das Bauwerk bei einem Bodendruck von 3 at eine Einsenkung von 5 mm zu gewärtigen;

2. wenn wir mit z. B. dreifacher Sicherheit bauen wollen, so dürfen wir, da bei der Probekbelastung der Baugrund unter $p = 4,2$ at zu Bruche gegangen ist, unter dem Bauwerk nur $\frac{1}{3} \cdot 4,2 = 1,4$ at zulassen.

Beide Schlußfolgerungen sind, das läßt sich schon auf Grund der bis jetzt vorliegenden Versuche sagen, falsch. Zum Beweis diene Abb. 2a. In ihr sind die Spannungs-Senkungs-Diagramme eines bestimmten Baugrundes aufgezeichnet, und zwar bei der Probekbelastung (mit Flächen von 314 cm² und 1 m²) und für das ausgeführte Bauwerk. Andere Baufälle haben qualitativ genau dasselbe ergeben. Abb. 2a zeigt offensichtlich, daß bei gleicher Bodenpressung p_0 die Ein-

senkungen der größeren Probeklastfläche größer sind als die der kleineren, und daß die Einsenkung des Bauwerkes noch wieder größer ausgefallen ist als die der Probekbelastung; weiter wissen wir, daß der Bruch des Bodens unter der größeren Lastfläche später eintritt als unter der kleineren. Für eine sehr große Bauwerklastfläche ist der Bruch überhaupt nicht zu erwarten im Sinne des steilen Teiles der Senkungskurve in Abb. 1.

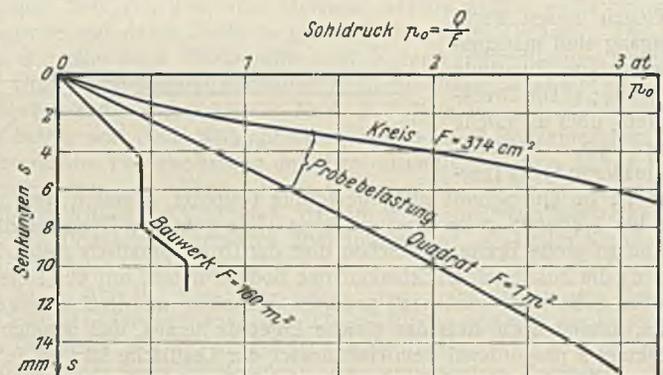


Abb. 2a. Die Einsenkung abhängig vom Sohldruck.

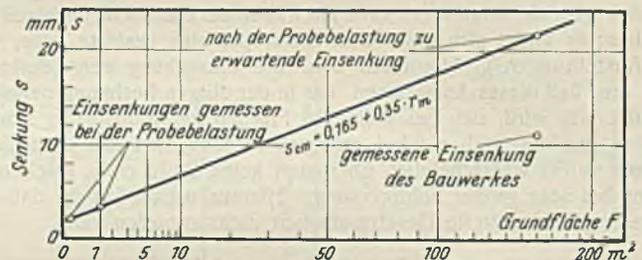


Abb. 2b. Die Einsenkung abhängig von der Flächengröße.

Abb. 2. Unterschiede in den Einsenkungen verschieden großer Probekbelastungsflächen und des Bauwerkes (Turbinefundament).

Eine richtige Ausdeutung des Ergebnisses der Probekbelastung in Abb. 1 hätte also zu sagen: 1. Wenn der Boden unter der Probekbelastung bei $p = 3$ at um $s = 5$ mm nachgibt, so wird das Bauwerk bei ebenfalls $p = 3$ at wesentlich mehr als 5 mm einsinken. 2. Wenn unter der Probeklast der Boden bei $p = 4,2$ at zu Bruche geht, so wird er das unter dem Bauwerk mit einer viel größeren Lastfläche bei $p = 4,2$ at bestimmt noch nicht tun.

Offen bleiben dann aber die beiden Fragen:

1. In welchem Verhältnis steht die Einsenkung des Bauwerkes zu der des Probeklastkörpers, und 2. in welchem Verhältnis steht die Bodentragfähigkeit unter dem Bauwerk zu der unter der Probeklast?

Zur Beantwortung beider Fragen versucht uns die Theorie zu verhelfen; sie bedarf aber bei der Unsicherheit der Baugrundwissenschaft der Nachprüfung durch den Versuch. Dabei ist die Versuchsdurchführung zu Frage 1: „Verhältnis der Einsenkungen“ sehr einfach und leicht. Trotzdem geschieht in dieser Richtung leider noch recht wenig²⁾. Sehr schwierig ist die Vornahme von Versuchen zu Frage 2: „Verhältnis der Bruchgrenzen“; denn es wird nur sehr selten möglich sein, größere Bauwerkgründungskörper systematisch so zu belasten, daß unter ihnen der Baugrund zu Bruche geht; die Kosten sind zu hoch; nur gelegentlich wird man aus Unglücksfällen rückwärts etwas schließen können, doch auch nur dann, wenn schon Probekbelastungen des Baugrundes vorliegen oder nachträglich zuverlässig noch vorgenommen werden können.

¹⁾ Vgl. Vorschläge und Richtlinien für Probekbelastungen des Deutschen Baugrundausschusses, Unterausschuß f. Tragfähigkeit (Merkblatt). — Bauing. 1929, Heft 46, S. 821 ff. — Bautechn. 1929, Heft 55, S. 870.

²⁾ Vgl. u. a. VDI-Nachrichten 1927, Nr. 20, S. 2. — Deutsche Tiefbauztg. 1927. — Bauing. 1927, Heft 44, S. 817. — AEG-Mitt. 1. Heft 1931, Das Kraftwerk, Schlußsatz.

II. Die Einsenkungen in Abhängigkeit von der Größe der Lastfläche.

1. Die theoretische Behandlung.

Der Rechnungsgang ist an Hand von Abb. 3 der folgende:

$$p_0 = P : F_0 = P : (r_0^2 \pi),$$

$$r = r_0 + z \operatorname{tg} \alpha, F = r^2 \pi = \pi (r_0 + z \operatorname{tg} \alpha)^2$$

$$p = P : F = (p_0 r_0^2) : (r_0 + z \operatorname{tg} \alpha)^2.$$

Die Elastizitätszahl des Bodens sei E . Die Zusammendrückung ds der Schicht dz ist dann

$$ds = p dz : E.$$

Zusammendrückung s aller Schichten dz von $z = 0$ bis zu $z = \infty$ ist dann

$$s = \int_0^\infty ds = \int_0^\infty \frac{p dz}{E} = \int_0^\infty \frac{p_0 r_0 dz}{(r_0 + z \operatorname{tg} \alpha)^2}.$$

Die Integration liefert

$$(1) \quad s = \frac{p_0 r_0}{E \operatorname{tg} \alpha}.$$

Die grundsätzlich gleichen Ergebnisse findet man an den unter³⁾ angegebenen Stellen.

Gegen diesen Rechnungsgang sind mancherlei berechtigte Einwände zu erheben: a) Die Druckverteilung über die Ebene in der Tiefe z ist nicht gleichmäßig⁴⁾; b) der Tragkörper ist im Querschnitt nicht geradlinig begrenzt, sondern wird nach unten hin breiter⁴⁾; c) in einer gewissen Tiefe geht die Druckverteilung auf eine so große Breite, daß schon dort der Druck praktisch gleich Null wird; d) die Zusammendrückbarkeit des Bodens nimmt mit der Tiefe ab.

Aber auch wenn man nach anderem Gedanken- und Rechnungsgange rechnet, kommt doch stets das gleiche Ergebnis heraus, daß nämlich die Einsenkung s proportional dem Halbmesser der Lastfläche ist; vgl.³⁾.

Dieses Ergebnis erschien mir von vornherein etwas unwahrscheinlich, und zwar aus folgender Überlegung heraus: bei der Belastung einer kleinen Lastfläche wird nicht nur der Boden zusammengedrückt, d. h. nach unten gepreßt, sondern er kann am Rande der Lastfläche auch seitlich ausweichen; es bildet sich unter dem Lastkörper eine gestörte Zone, vgl. meine Ausführungen⁵⁾. Hierdurch wird die Einsenkung vergrößert; es leuchtet ein, daß dieses Ausweichen, das in der obigen Rechnung natürlich nicht mit erfaßt wird, sich bei kleineren Flächen verhältnismäßig stärker bemerkbar machen muß als bei größeren Flächen, und daß es bei den Bauwerken selbst wahrscheinlich überhaupt keine Rolle mehr spielt oder höchstens bei sehr großer Sohldruckung. Hieraus würde folgen, daß die oben theoretisch ermittelte Gesetzmäßigkeit nicht zutreffen kann.

2. Versuche im Laboratorium und im Gelände.

Diese Frage zu klären, nämlich die Abhängigkeit der Einsenkung von der Größe der Lastfläche, sind in den Jahren 1926 bis 1928 ausgedehnte

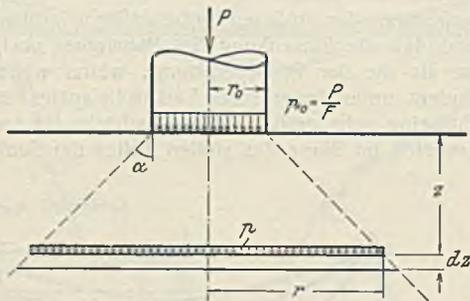


Abb. 3.

Versuche in meinem Institut durchgeführt worden (Dipl.-Ing. Görner). Die Lastplatten waren praktisch als starr anzusehen, der Boden war kohäsionsfreier Sand, der lose geschüttet oder fest gestampft verwendet wurde. $\gamma = 1,59$ bzw. $1,73$, $n = 40$ bzw. $34,8\%$. Die Ergebnisse sind in den Abb. 4 u. 5 dargestellt⁶⁾.

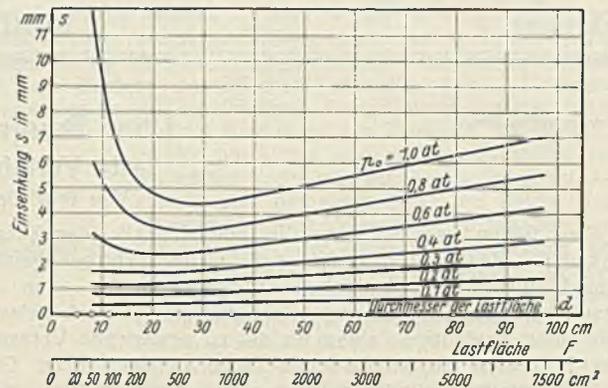


Abb. 5. Abhängigkeit der Einsenkung von der Größe der Lastfläche. Freiburger Versuche im Laboratorium. Gestampfter Sand = $1,75 \text{ t/m}^3$, $n = 34,8\%$. Sonst wie Abb. 4.

Genau gleiche Versuche sind auf einem gewachsenen Boden, nämlich dem Berliner graugelben, trockenen und reinen, fast gleichmäßig feinen Sand mit geringem Kalkgehalte vom Raumgewichte $\gamma = 1,52$ und Porenvolumen $n = 42\%$ von Dr.-Ing. Preß auf der Baustelle des Berliner Ringbahnhofs Zentralviehhof ausgeführt worden; vgl.⁷⁾ Die Ergebnisse sind in der gleichen Darstellung und in ungefähr gleichem Maßstabe der Freiburger Versuche in Abb. 6 wiedergegeben⁸⁾.

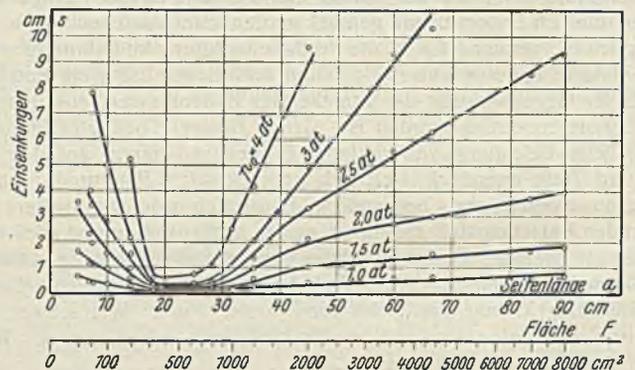


Abb. 6. Abhängigkeit der Einsenkung von der Größe der Lastfläche. Versuche auf gewachsenem Berliner Sand = $1,52 \text{ t/m}^3$, $n = 42\%$. Lastflächen quadratisch.

Sowohl aus den Laboratoriumversuchen wie auch aus denen im Gelände gehen eindeutig und übereinstimmend die folgenden Tatsachen hervor:

a) Die größeren Flächen zeigen auf demselben Baugrund und bei der gleichen Bodenpressung ausnahmslos größere Einsenkungen als die kleineren Flächen.

b) Die Proportionalität zwischen s und r_0 , wie sie die Formel (1) ergibt, besteht nicht.

c) Soweit eine Proportionalität zwischen s und r_0 besteht, läßt sie sich etwa durch das Gesetz wiedergeben:

$$(2) \quad s = s_0 + \delta \cdot r_0.$$

Schon daraus folgt wieder, daß man nicht nach der Formel (1) und ähnlichen in der Literatur gegebenen Formeln aus Probekbelastungen mit kleineren Flächen auf die Einsenkung größerer (Bauwerk-) Flächen schließen darf, selbst wenn man die Konstante der Formel (1) durch Versuche im Gelände ermittelt hat.

d) Will man die vorstehende Gl. (2) benutzen, so hat man zwei Konstanten zu ermitteln, muß also Versuche mit mindestens zwei verschieden großen Flächen ausführen. Dabei ist es wichtig, daß die kleinere Fläche nicht zu klein gewählt wird, vgl. nachstehend unter c), und daß die größere Fläche möglichst groß genommen wird. Als Anhalt kann aus Abb. 5. u. 6 entnommen werden, daß die kleinere Fläche nicht unter

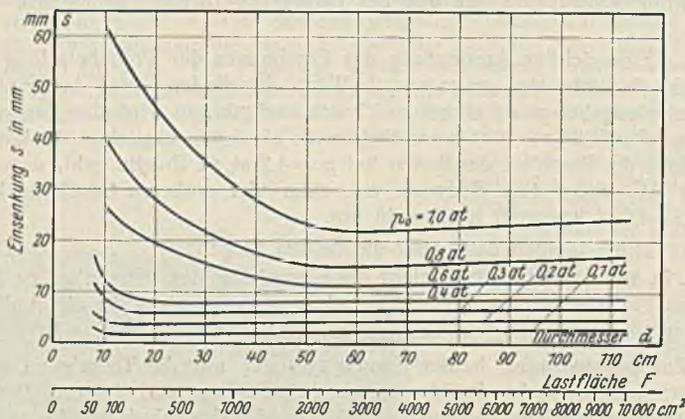


Abb. 4. Abhängigkeit der Einsenkung von der Größe der Lastfläche. Freiburger Versuche im Laboratorium. Lose geschütteter Sand = $1,59 \text{ t/m}^3$, $n = 40\%$; Mächtigkeit des Sandes $1,10 \text{ m}$; Gründungstiefe = 0 ; Versuchsfeld: $4,5 \times 3,9 \text{ m}$; Belastungsfläche kreisförmig. Belastungsgeschwindigkeit $v = 0,02 \text{ at/min}$.

³⁾ Bastian, Das elastische Verhalten der Gletschbetten usw. Diss. München 1906. — Stötzner, Erzielung gleicher Fundamentsenkung usw. Diss. Braunschweig 1919. — Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 257 ff. Leipzig 1925. — Kögler, Verhandlungen des Internationalen Kongresses für technische Mechanik, Zürich 1926, S. 342. — Schleicher, Bauing. 1926, Heft 48 u. 49, S. 934; Beton u. Eisen 1927, Heft 10, S. 183. — Schultze, Der Grundbau. Sammlung Göschen. 1928. — Goldbeck, Public Roads, Vol. 5. Nr. 11. Jan. 1925.

⁴⁾ Bautechn. 1927, Heft 29, S. 418.

⁵⁾ Bautechn. 1928, Heft 15, S. 206.

⁶⁾ U. a. vorgetragen auf der Herbstversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im November 1928 (Bauing. 1928, Heft 51, S. 945) und in der Sitzung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik im November 1929.

⁷⁾ Bautechn. 1930, Heft 42, S. 641.

⁸⁾ In den Diagrammen der vorgenannten Quelle steht versehentlich mm statt cm für die Einsenkungen; vgl. Bautechn. 1931, Heft 4, S. 56.

$d = 35$ cm bzw. $a = 45$ cm liegen soll, und daß als größere Fläche möglichst eine solche von 1 m^2 gewählt werden möge. Vgl. auch nachstehend unter f). — Will man oder muß man mit kleineren Flächen arbeiten, so dürfen auch nur sehr kleine Pressungen verwendet werden; auch hierüber geben die Abb. 4 u. 5 einen Anhalt.

e) Als ganz besonders wichtig ist festzustellen, daß für sehr kleine Flächen die Einsenkungen wieder erheblich größer sind. Vergleiche in Abb. 4 unter einer Pressung von 1 at die Fläche 500 cm^2 ($s = 40$ mm) mit der von 2700 cm^2 ($s = 24$ mm), in Abb. 5 unter einer Pressung von 1 at die Fläche 100 cm^2 ($s = 8$ mm) mit der Fläche 700 cm^2 ($s = 4,3$ mm), in Abb. 6 bei einer Bodenpressung von 3 at die Fläche 100 cm^2 ($s = 52$ mm) mit der Fläche 500 cm^2 ($s = 4$ mm). Diese Erscheinung, auf die ich gelegentlich der obengenannten Vorträge schon wiederholt hingewiesen habe, rührt davon her, daß der Boden, insbesondere sandiger Boden, unter örtlicher Belastung am Rande der Lastfläche nach der Seite hin ausweichen kann, und daß dieses Ausweichen die Zusammendrückung des nichtausweichenden Bodens begünstigt, daß also die Senkungen größer werden. Dieses Ausweichen tritt bei allen Lastkörpern ein; es übt aber auf die Einsenkung einen um so größeren Einfluß, je kleiner die Fläche ist. Für ganz kleine Flächen tritt gewissermaßen eine Pfahlwirkung ein, die seitliche Verdrängung des Bodens wird ausschlaggebend gegenüber seiner lotrechten Zusammendrückung. Diese Erscheinung tritt um so deutlicher hervor, je größer die Bodenpressung p_0 ist; auch dies ist ohne weiteres einleuchtend. In gleicher Weise ist zu sehen, daß, je größer die Bodenpressung p_0 , auch die Flächen sich bis zu um so größerem Ausmaße erstrecken, für die die „Pfahlwirkung“ vorhanden ist.

f) Aus den vorstehenden, unter a) bis e) aufgeführten, durch die Versuche gefundenen Tatsachen folgt die wichtige Regel, daß man für Probepbelastungen nicht zu kleine Flächen verwenden soll, damit die Versuche nicht im Bereiche der „Pfahlwirkung“, d. h. nicht im Bereiche der nach rechts hin abfallenden Kurvenzweige liegen. Diese Mahnung ist um so mehr zu beherzigen, je größer die Bodenpressung p_0 gewählt wird. Z. B. ist für eine Pressung $p_0 = 1$ at

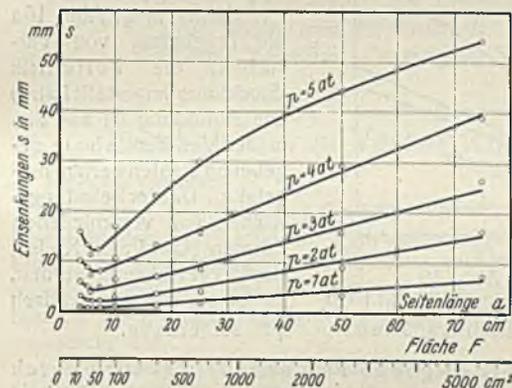


Abb. 7. Abhängigkeit der Einsenkung von der Größe der Lastfläche. Versuche auf gewachsenem Lehm mit 46% Sand in Berlin. Lastflächen quadratisch.

in Abb. 5 der Kurvenzweig links von einer Flächengröße $d = 30$ cm unbrauchbar; Probepbelastungen dürfen also auf dem gestampften Sande oder einem ähnlichen Boden nur mit Flächen von $d > 30$ cm ausgeführt werden.

g) Aus allen Versuchen, sowohl im Laboratorium wie auch auf dem gewachsenen Baugrunde, geht immer wieder deutlich hervor, daß die Bettungsziffer $c = \frac{p_0}{s}$ keine Bodenkonstante ist, sondern daß ihr Wert wesentlich von der Größe der Belastungsfläche abhängt. So ist z. B. in Abb. 5 für $p_0 = 1$ at unter einer Fläche $d = 10$ cm die Bettungsziffer $c = 1$ at: $0,93 \text{ cm} = 1,08 \text{ kg/cm}^3$, unter einer Fläche $d = 30$ cm ist $c = 1$ at: $0,43 = 2,32 \text{ kg/cm}^3$, unter $d = 90$ cm ist $c = 1$ at: $0,67 = 1,5 \text{ kg/cm}^3$. Die Bettungsziffer wächst gemäß Abb. 5 für eine Belastung $p_0 = 1$ at im Bereiche der Flächen $F = 0$ bis zu $F = 700 \text{ cm}^2$, sie nimmt dann wieder stetig ab im Bereiche der Flächen $F > 700 \text{ cm}^2$. Wenn die Bettungsziffer c eine Konstante sein sollte, wie es bisher meist angenommen wurde, so müßten die sämtlichen Kurven in Abb. 4, 5 u. 6 parallel zur F-Achse verlaufen.

Man sieht, daß man mit dem Begriffe der Bettungsziffer bei praktischen Bodenuntersuchungen und bei entsprechenden Rechnungen sehr vorsichtig sein muß. Im Eisenbahnbau, wo es sich um Schwellen, also immer um die gleiche Flächengröße handelt, ist die Bettungsziffer wohl verwendbar; für Bauwerke mit großen Grundflächen ist sie im voraus sehr schwer zu bestimmen.

Gleiche Versuche sind von Dr.-Ing. Preß auch durchgeführt worden auf braunem, erdfeuchtem Lehm in gewachsenem Zustande mit 46% Sand

und einigem Kalkgehalt, Raumgewicht 2,3. Auch für diese Bodenart, die bestimmt schon zu den bindigen Boden gerechnet werden muß, ergeben sich gemäß Abb. 7 genau die gleichen Tatsachen, wie sie unter a) bis f) für Sand dargelegt sind. Die unter e) erläuterte „Pfahlwirkung“ tritt bei diesem Boden allerdings nur bei wesentlich kleineren Flächen auf; es ist das damit zu erklären, daß die Bindigkeit (Zugfestigkeit) des Bodens das seitliche Ausweichen erschwert.

3. Probepbelastungen und Messungen an Bauwerken.

Die vorstehend unter a) bis g) aufgeführten Ergebnisse der Versuche haben ausnahmslos auch Bestätigung erfahren, soweit bei einzelnen Baufällen Untersuchungen des Baugrundes (Probepbelastungen) und dann am fertigen Bauwerk Messungen der Einsenkung vorgenommen worden sind. Die Abb. 8 u. 9 führen die Ergebnisse vor Augen. Man sieht deutlich, daß auch hier wieder die größere Probepfläche mehr einsinkt als die kleinere, und das Bauwerk wieder weit mehr als die große Probepfläche.

a) Zu Abb. 8. Beim Bau des Westkraftwerkes Berlin⁹⁾ durch die Siemens-Bauunion sind Probepbelastungen mit Flächen von 660 cm^2 und 1 m^2 vorgenommen worden, erstere im Bohrloch von 35 cm Durchmesser in einer Tiefe von 2 m unter Gelände, letztere nach Ausschachtung einer Baugrube auf deren Sohle in gleicher Tiefe unter Gelände. Der Boden war alluvialer Sand. Bohrprofile sind in der Veröffentlichung angegeben.

Über die Einsenkung des Bauwerkes (Grundfläche 50 m^2) gibt Dr.-Ing. Chr. K. Bernhardt (Z. d. VdI 1931, Nr. 9, S. 257) interessante Zahlenangaben: Sie betrug von 0,8 at Bodenpressung bis zu 3,0 at Bodenpressung 1,4 cm, während die Probepbelastung mit 1 m^2 Grundfläche nach Abb. 8 bei 3 at Bodenpressung eine Senkung von 0,4 cm ergab. Wenn in der genannten Veröffentlichung der Verf. sagt, „daß die Messungen“ (am Bauwerk) „wenig mit den Bodendruckversuchen übereinstimmen“, so ist im Sinne unserer Betrachtungen hinzuzufügen, daß das sogar eine Selbstverständlichkeit ist.

b) Zu Abb. 9. Vom Bau eines Schornsteins liegen die Ergebnisse vor von der Probepbelastung mit $0,75 \text{ m}^2$ Fläche und von der Beobachtung des Bauwerkes mit 560 m^2 Fläche. Schichtenfolge: 4,25 m Kies, darunter 1,50 m feiner Sand in Schichten mit wechselndem Tongehalt, darunter Ton und Mergel. Bohrtiefe 8 m.

c) Zu Abb. 2. Ein Turbinenfundament war auf der Abraumdecke eines Braunkohlenflözes zu gründen; es liegen Probepbelastungen mit 314 cm^2

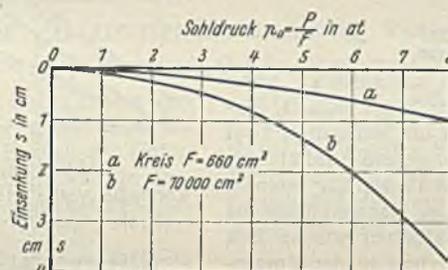


Abb. 8. Einsenkung bei kleiner und bei großer Lastfläche.

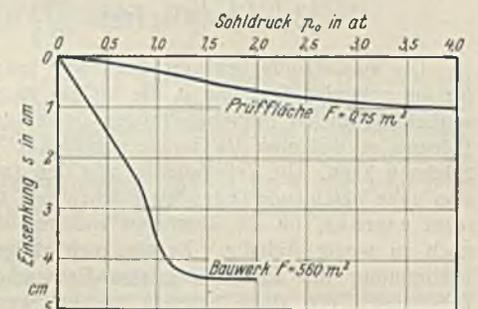


Abb. 9. Das Bauwerk sinkt wesentlich mehr ein, als die kleinere Probepbelastungsfläche.

und 1 m^2 Fläche vor, außerdem Messungen am Bauwerk mit 160 m^2 Fläche. Die Ergebnisse sind in Abb. 2a dargestellt¹⁰⁾.

Trägt man auch hier wieder die Einsenkung als Funktion der Flächengröße auf, so ergibt sich das Bild Abb. 2b. Es zeigt sich, daß der Schluß nach Gl. 2 von den beiden Probepbelastungsflächen auf die Einsenkung des Bauwerkes einen zu großen Wert ergibt; die tatsächlich gemessene Einsenkung des Bauwerkes ist geringer. Es kann das daran liegen, daß das Turbinenfundament mitten in einem Gebäude aufgeführt wurde und daß es auf zwei Seiten bis ganz dicht an die alten Gebäudemauern heranging, wo der Baugrund also schon seit langer Zeit belastet und verdichtet war und vor allem seitlich nicht ausweichen konnte.

4. Schlußfolgerungen für die Beurteilung praktischer Baufälle.

a) Aus der theoretischen Formel (1) folgt, daß man, wenn man nur eine bestimmte Einsenkung s eines Bauwerkes zulassen will, die Sohlpressung p_0 unter ihm um so kleiner halten muß, je größer r_0 ist, d. h. je größer die Sohlfläche ist¹¹⁾. Schon diese Erkenntnis ist wichtig. Sollen also z. B. die verschieden belasteten Stützen eines durchgehenden Trägers oder sonst eines Bauwerkes sich um das gleiche Maß senken, so wäre in erster Annäherung zu fordern, daß die Durchmesser der kreis-

⁹⁾ Siemens-Zeitschrift 1930, Band X, S. 83 ff.

¹⁰⁾ AEG-Mitteilungen 1931, Heft 1, Beilage Das Kraftwerk, S. 24 ff.

¹¹⁾ Vgl. auch Stötzner, Fußnote ³⁾ auf Seite 358.

runden Sohlflächen bzw. die Seitenlängen quadratischer Sohlflächen im geraden Verhältnis der auf sie wirkenden Lasten stehen:

$$r_1 : r_2 = P_1 : P_2.$$

Die Flächen verhalten sich also wie die Quadrate der Lasten:

$$F_1 : F_2 = P_1^2 : P_2^2.$$

b) Wenn Versuche dargetan haben, daß das vorstehend verwendete einfache Gesetz nach Formel 1 nicht gilt, und liegen dagegen Versuche vor, die zeigen, daß ein Gesetz nach Gl. (2) gilt, so würde folgendermaßen anzusetzen sein: Wenn man voraussetzt, daß bei einer und derselben Flächengröße F die Einsenkungen der Pressung p proportional sind, so würde sich die Gl. (2) schreiben lassen:

$$(3) \quad s = s_0 + \delta r = (b + \beta r) p.$$

Abb. 5 berechtigt zu dieser Annahme. Will man auch hier wieder erreichen, daß alle Gründungskörper gleiche Einsenkung erfahren, so würde anzusetzen sein:

$$s = (b + \beta r_1) p_1 = (b + \beta r_2) p_2 \text{ und mit } a = \frac{b}{\beta} = \frac{s_0}{\delta}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{a + r_2}{a + r_1} \cdot \frac{r_1^2}{r_2^2} \text{ oder } \frac{r_2^2}{a + r_2} = \frac{P_2}{\pi p_1 (a + r_1)}$$

Zahlenbeispiel: Aus Abb. 5 ist für $p_0 = 1 \text{ at}$ zu entnehmen:

$$s_0 = 3,1 \text{ mm}, \delta = \frac{7,0 - 3,1 \text{ mm}}{97,5 \text{ cm}} = 0,0040,$$

$$a = \frac{s_0}{\delta} = \frac{3,1}{0,004} = 77,5 \text{ cm}.$$

Soll auf dem untersuchten Boden bei einer zulässigen Baugrundbeanspruchung von $p_1 = 1 \text{ at}$ eine Höchstsenkung von 1 cm vorkommen, so darf die Lastfläche nicht größer sein als $r_1 = \frac{s - s_0}{\delta} = \frac{1 - 0,31}{0,004} = 172,5 \text{ cm}$, die Last nicht größer als $P_1 = 93,5 \text{ t}$. Ist eine Last von $P_2 = 150 \text{ t}$ unter den gleichen Verhältnissen und Bedingungen zu übertragen, so würde die Gleichung zu erfüllen sein:

$$\frac{r_2^2}{77,5 + r_2} = \frac{150 \cdot 000}{\pi \cdot 1 (77,5 + 172,5)} = 191 \text{ cm},$$

$$r_2^2 - (77,5 + r_2) 191 = 0, r_2^2 - 191 r_2 - 14 \cdot 902 = 0, r_2 = 250 \text{ cm}.$$

Die Pressung ist dann $P_2 : r_2^2 \pi = 150 \cdot 000 : 196 \cdot 350 = 0,765 \text{ at}$. Die überschlägliche Rechnung nach a) würde liefern:

$$r_2 = r_1 \cdot \frac{P_2}{P_1} = 172,5 \cdot \frac{150}{93,5} = 276 \text{ cm}.$$

Die vorstehende genauere Rechnung kann man nur anstellen, wenn für die zulässige Pressung p , die für das Bauwerk in Frage kommt, Einsenkungen mittels Probekbelastungen gemessen sind für wenigstens zwei Flächen, so daß man die Gerade gemäß Abb. 5 bzw. gemäß Abb. 2b aufzeichnen kann. Die Extrapolation von den zwei verhältnismäßig kleinen, also nahe beieinanderliegenden Flächen auf die große Bauwerkfläche ist recht ungenau; ob sie überhaupt zulässig ist, dazu haben wir zur Zeit noch zu wenig Anhalte. Es wird sich einige Sicherheit in der Vorausbestimmung der Einsenkung von Bauwerken auf Grund von Probekbelastungen erst dann ergeben können, wenn ein weit ausgedehnteres Beobachtungsmaterial vorliegt, als wir es jetzt zur Verfügung haben.

Diese Unterlagen sind leicht zu beschaffen, wenn Bauherr und Unternehmer in geeigneten Fällen die kleine Mühe nicht scheuen, vor dem Bau einige Probekbelastungen durchzuführen und dann das Bauwerk während seiner Herstellung und einige Zeit nachher sorgfältig zu nivellieren.

Die Laboratoriumarbeit allein kann hier nicht vorwärts helfen, es sind Messungen an geeigneten Bauwerken dringend notwendig. Diese Forderung zu erfüllen, ist um so leichter, als die Durchführung der Belastungsversuche und der Messungen am Bauwerk so gut wie keine Kosten verursacht.

III. Die Baugrund-Bruchlast in Abhängigkeit von der Größe der Lastfläche.

1. Die theoretische Behandlung.

Über diese Fragen liegen formelmäßige Ableitungen vor von Terzaghi¹²⁾ und Joachim Schultze¹³⁾, graphische von Krey¹⁴⁾.

Für einen an der Oberfläche des belasteten Baugrundes ruhenden Lastkörper liefert die Theorie

$$p_{0g} = c_1 b \text{ bzw. } p_{0g} = c_2 r,$$

wobei die erste Formel für einen unendlich langen Streifen von der Breite b , die letzte Formel für eine kreisförmige Fläche vom Halbmesser r gilt. p_{0g} ist die Sohlpressung, bei der der Bruch eintritt.

¹²⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik, Leipzig 1925, S. 242.

¹³⁾ Schultze, Z. ang. Math. Bd. 3, Heft 1, S. 19 ff. — Der Grundbau I, 1928. Sammlung Göschen, S. 12 ff.

¹⁴⁾ Krey, Erdruck und Erdwiderstand, 3. Auflage, Berlin 1926, S. 121 ff.

2. Versuchsergebnisse.

Im Institut des Verfassers sind in den Jahren 1926 bis 1928 auch über die Abhängigkeit der Bruchlast von der Größe der Belastungsfläche Versuche durchgeführt worden. Ergebnisse in Abb. 10. Versuchsboden: Sand, gestampft, $n = 34,8\%$; Belastungskörper mit kreisförmiger Grundfläche. In Abb. 10 sind der Vollständigkeit halber auch noch die Versuche von Strohschneider, Graz 1912, mit aufgetragen.

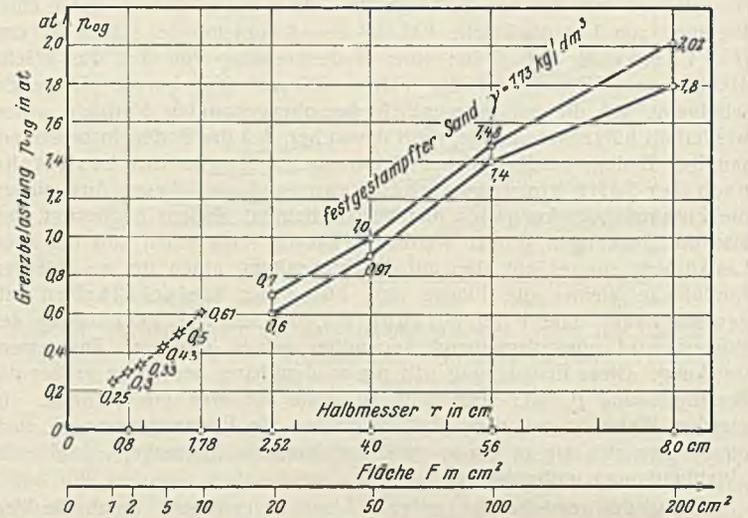


Abb. 10. Abhängigkeit der Bruchlast (Grenzbelastung) eines Bodens von der Größe der Lastfläche. (Versuche von Strohschneider, Graz 1912. Freiburger Versuche 1927, Kögler-Görner. Kreisförmige Lastflächen.)

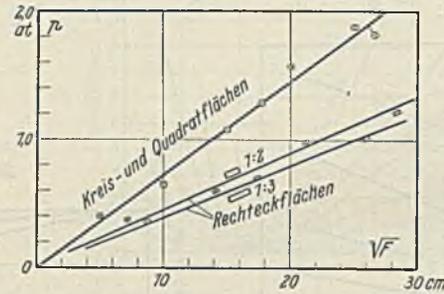


Abb. 10a. Wie Abb. 10. Versuche von Fellenius (Stockholm) 1929. (Kreis-, Quadrat- und Rechteckflächen.)

Ferner zeigt Abb. 10a die Ergebnisse von Versuchen, die Fellenius (Stockholm) angestellt hat.¹⁵⁾ Die Abbildung ist aus den in der Veröffentlichung gegebenen Zahlenwerten hergeleitet. Dahier Belastungsflächen von verschiedenen Formen (Quadrate, Kreise, Rechtecke) benutzt wurden, so ist als Abszisse einfach \sqrt{F} aufgetragen.

Die aus der Theorie folgende Proportionalität wird durch die Versuche bestätigt; allerdings zunächst nur für kleine Flächen. Versuche für größere Flächen bedingen außerordentlich hohe Lasten und sind im Gelände überhaupt nur durchführbar auf schlechten Böden, wo der Bruch unter geringer Pressung eintritt. Es ist dringend erwünscht, daß bei passender Gelegenheit solche Versuche vorgenommen werden.

3. Folgerungen für die Praxis.

Die durch Probekbelastung (kleine Fläche) gefundene Tragfähigkeit eines Baugrundes (Bruchlast) ist unter dem Bauwerk (große Fläche) entsprechend größer. Einen Anhalt zur Abschätzung geben die oben angeführten Formeln. Allerdings wird man die volle Tragfähigkeit des Bodens unter dem Bauwerk auch mit entsprechendem Sicherheitsgrade im allgemeinen nicht ausnutzen können, da meist die Senkungen des Bauwerks zu groß werden dürften; vgl. hierzu Abschnitt II.

IV. Die Einsenkung und Bruchlast in Abhängigkeit von der Form der Lastfläche.

Die Vermutung, daß die Einsenkung von Lastkörpern in den Baugrund und die Bruchlast des Bodens auch von der Form der den Druck übertragenden Sohlfläche abhängen dürfte, führte zu Versuchen, die im Institut des Verfassers in den Jahren 1928 bis 1930 durchgeführt worden sind. Flächen von immer genau gleicher Größe, aber verschiedener Form (Kreis, Quadrat, Dreieck, Rechtecke verschiedenen Seitenverhältnisses und Kreisringe verschiedener Ringbreite) wurden mit wachsender Sohlpressung

¹⁵⁾ Fellenius, Jordstatiska beräkningar för vertikal belastning på horisontal mark under antagande av cirkulär cylindriska glidytor. Norrköping 1929. Norrköpings Tidningars A.-B. Tryckeri. (Erdstatische Berechnungen für senkrechte Last auf waagerechter Bodenfläche unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen.)

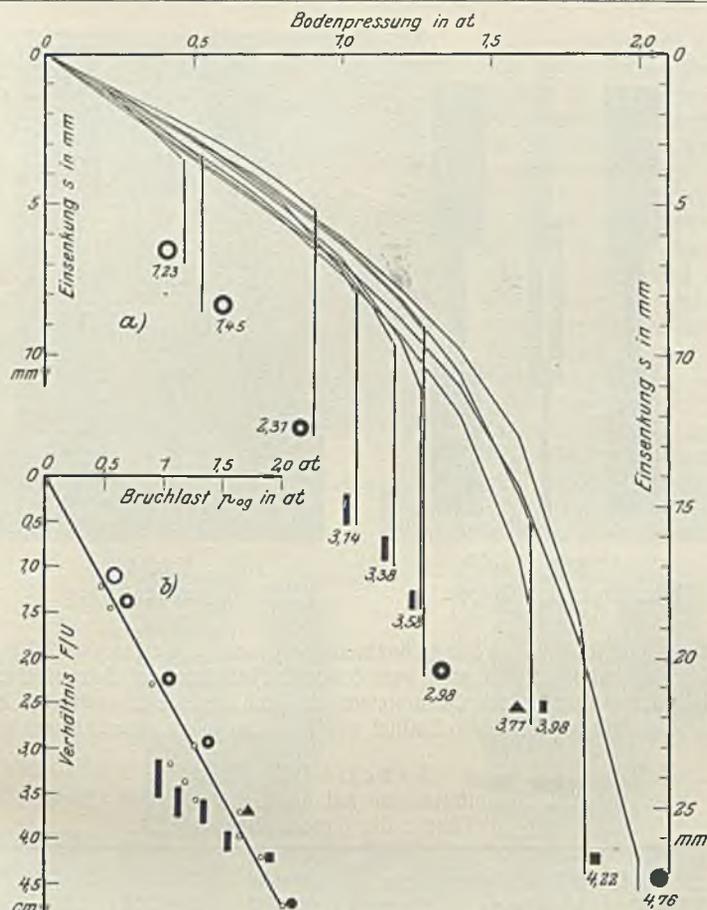


Abb. 11. Abhängigkeit der Bruchlast (Grenzbelastung) eines Bodens von der Form der Belastungsfläche. Freiburger Versuche. Gestampfter Sand. $F = 285 \text{ cm}^2$.

belastet und dabei die Einsenkung und schließlich der Bruch festgestellt. Die Ergebnisse sind in Abb. 11 aufgezeichnet. Es ergibt sich, daß die Einsenkung im Rahmen der bei solchen Versuchen erzielbaren Genauigkeit nicht nachweisbar von der Flächenform beeinflusst wird. Dagegen hängt die Bruchlast von ihr ab: Man sieht deutlich, daß die Bruchlast stark wächst mit der Zahl $\frac{F}{U}$, die in der Abb. 11a an allen Kurven angeschrieben steht, mit dem Verhältnis der Fläche zu ihrem Umfang. Die Abb. 11b gibt diesen Zusammenhang in klarer Weise wieder. Es ist ganz offensichtlich, daß die Bruchlast um so größer wird, je geschlossener die Fläche sich darstellt. Reihenfolge: Kreis, Quadrat, kurzes Rechteck, Dreieck; je länger die Rechtecke oder je schmalere die Kreisringe sind, um so geringer ist die Tragfähigkeit des Bodens, und zwar sinkt sie für den untersuchten Boden von 2 at im günstigsten Falle auf 0,5 at im ungünstigsten Fall. Das gleiche Ergebnis liefern auch die schon oben genannten Versuche von Fellenius¹⁰⁾. Ganz besonders deutlich läßt Abb. 10a erkennen, daß die Rechtecke eine erheblich geringere Tragfähigkeit aufweisen als die Quadrate und Kreisflächen von gleicher Flächengröße. Die Abhängigkeit vom Werte $\frac{F}{U}$ wird auch hier bestätigt.

Der Einfluß der Flächenform auf die Tragfähigkeit ist nach allen bisher vorliegenden Versuchen jedenfalls so erheblich, daß er auch für die Praxis Bedeutung erlangt und Beachtung verdient. Auf die Erörterung der Einzelheiten der Ergebnisse, z. B. auf die Frage, wieweit der innere Umfang eines Kreisringes überhaupt als Umfang zu gelten hat, und warum sehr schmale Rechtecke noch ungünstiger sich stellen als schmale Kreisringe, soll hier nicht weiter eingegangen werden, ebenso nicht auf die theoretische Behandlung der Frage.

Man muß sich hier wie bei den meisten Aufgaben der Baugrundforschung zunächst damit begnügen, die Frage qualitativ zu klären und damit erst einmal die Zielrichtung für weitere Versuche und für eine theoretische Behandlung zu gewinnen. Damit wird die Systematik der Forschung gewährleistet.

¹⁰⁾ S. Fußnote ¹⁵⁾, S. 360.

Ergebnisse von Versuchen über Zusammenschweißung von Schweißbeisen mit Flußbeisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur O. Kilp, Bamberg.¹⁾

Bei der Schweißung von Bauteilen erstreckte sich bisher dieses Verfahren in der Hauptsache auf gleichartige Materialien, in der Regel auf Flußbeisen. Dieses Material wurde daher auch in den Bereich der Untersuchungen gezogen, und die jetzt vorhandenen „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“ bauen sich auf der vorgenannten Voraussetzung auf.

Wie schon in der Bautechn. 1930, Heft 39, und in B. u. E. 1930, Heft 16, berichtet, befaßt sich ein neues Verfahren von Oberbaurat Dr. Fritz Emperger mit der Verstärkung eiserner Tragwerke durch Eisenbeton mit Hilfe des Schweißverfahrens. Da nun die für Verstärkungen hauptsächlich in Frage kommenden Brücken wohl zum größten Teil nicht aus Flußbeisen, sondern aus Schweißbeisen hergestellt sind, für die Verstärkung jedoch Flußbeisen verwendet wird, so tauchte die für die Entwicklung des Verfahrens wichtige, ja fast grundlegende Frage des Verhaltens der beiden Materialien, Flußbeisen und Schweißbeisen, beim Schweißen auf.

Zur Klärung dieser Frage wurden nun von dem Materialprüfungsamt der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg, unter Leitung von Oberbaurat Gebauer, umfangreiche Versuche vorgenommen. Die zu den Versuchen verwendeten Schweißbeisenstäbe wurden unter behördlicher Aufsicht der im Jahre 1866 erbauten Sophienbrücke in Bamberg und der im Jahre 1867 erbauten Mainbrücke in Haßfurt entnommen. Die Stäbe wurden, mit den Amtssiegeln der Stadtgemeinden versehen, der Landesgewerbeanstalt eingesandt, die die Weiterbearbeitung übernahm. Als Flußbeisen wurde gewöhnliche Handelsware verwendet. Die Schweißungen wurden unter Aufsicht von Oberbaurat Gebauer in den Werkstätten der Siemens-Schuckertwerke Nürnberg ausgeführt; zur Schweißung wurden blanke Elektroden von 3 bzw. 4 mm Stärke verwendet.

Bei den Versuchen handelte es sich zunächst darum, festzustellen, ob und in welcher Weise sich Schweißbeisen und Flußbeisen in einwandfreier Weise durch Lichtbogenschweißung verbinden lassen; ferner sollte festgestellt werden, welches Profil der Zulagebeisen am vorteilhaftesten sei. Bei den Probekörpern sollten solche Nähte angewendet werden, wie sie der Praxis entsprechen, auch sollten die Zulagebeisen möglichst in der Form und den Profilen, wie es die Praxis ergibt, aufgebracht werden.

¹⁾ Eingegangen bei der Schriftleitung am 26. Oktober 1930. Inzwischen ist ein den gleichen Gegenstand behandelnder Aufsatz von Oberbaurat Gebauer erschienen im Stahlbau 1931, Heft 7, S. 80.

Hergestellt wurden bei der ersten Versuchsfolge vier Gruppen von je drei Versuchskörpern. Von den zu den Versuchen verwendeten Materialien wurden Probekörper hergestellt und deren Festigkeit durch Zerreißversuche festgestellt. Tabelle I gibt einen Überblick über die Festigkeiten der verwendeten Materialien. Abb. 1 bis 4 zeigen die Versuchskörper der einzelnen Gruppen vor den Zerreißversuchen.

Tabelle I.
Festigkeit der verwendeten Baustoffe.

Baustoff	Streckgrenze kg/cm ²	Bruchfestigkeit kg/cm ²
Schweißbeisen	2300	3580
Quadratbeisen 20 · 20 mm (Flußbeisen) .	2780	4080
Rundbeisen 22 mm ϕ (Flußbeisen) . . .	2470	4030
Schweißdraht 3 mm ϕ	nicht ermittelt	3260
Schweißdraht 4 mm ϕ	dsgl.	3520

Es sollte versucht werden, ein Zerreißen in den Schweißnähten zu erreichen, es wurden daher die Schweißnähte im Verhältnis zu den Abmessungen des Schweiß- und Flußbeisens so gewählt, daß wenigstens bei einigen Gruppen, beim Zugversuch allenfalls ein Bruch in der Schweißung zu erwarten war. Tabelle II gibt eine Zusammenstellung der Abmessungen;

Tabelle II.
Abmessungen der Probekörper.

Gruppe	Schweißbeisen	Flußbeisen	Schweißnähte	Bemerkungen
I	82 · 10 = 8,2 cm ²	—	10 · 82 = 8,2 cm ²	Schweißbeisen mit V-Naht.
II	82 · 10 = 8,2 "	20 · 20 · 2 = 8,0 cm ²	4 (3,5 · 0,5) = 7,0 "	Flußbeisen auf Schweißbeisen mit Kehlnähten.
III	82 · 10 = 8,2 "	22 ϕ · 2 = 7,6 "	4 (3,5 · 10) = 14,0 "	dsgl.
IV	82 · 10 = 8,2 "	20 · 20 · 2 = 8,0 "	4 (3 · 0,6) = 7,2 "	Flußbeisen auf Flußbeisen.
		30 · 50 · 8 = 20,0 "	4 (3 · 0,7) = 8,4 "	Flußbeisen auf Schweißbeisen mit Kehlnaht.

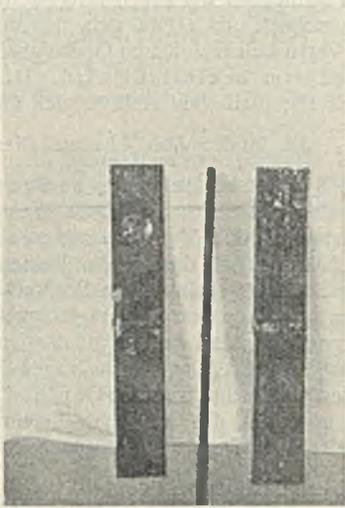


Abb. 1.
Probekörper der Gruppe I.

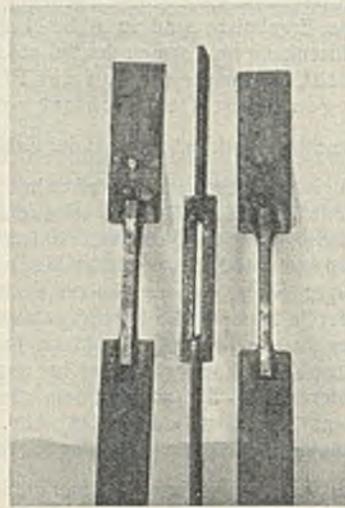


Abb. 2.
Probekörper der Gruppe II.

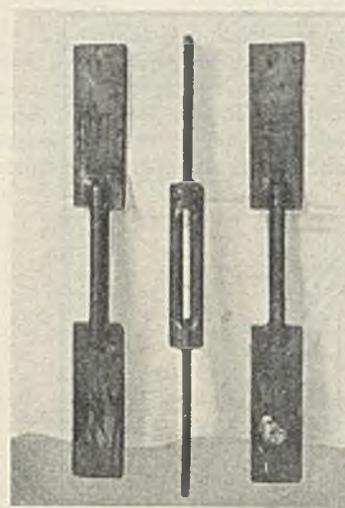


Abb. 3.
Probekörper der Gruppe III.

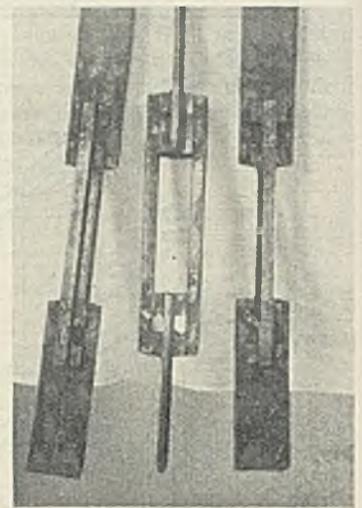
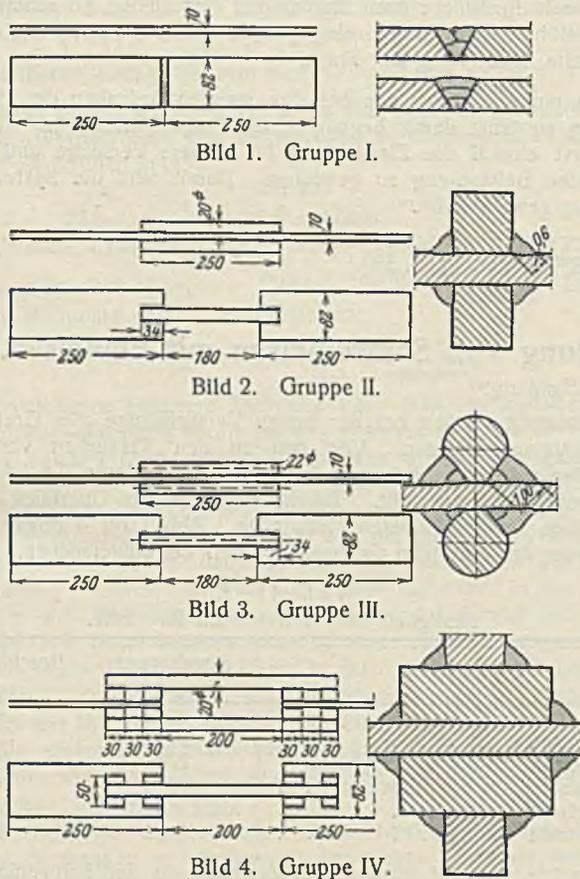


Abb. 4.
Probekörper der Gruppe IV.

Tabelle III.
Form und Abmessungen der Probekörper für die ZerreiBversuche.



sie wird ergänzt durch Tabelle III, in der die Versuchskörper zeichnerisch dargestellt sind.

Bei Gruppe I wäre zu erwarten, daß bei einer Bruchfestigkeit des Schweißseisens von 3580 kg/cm² und einer solchen des Schweißmaterials von 3520 kg/cm² ein Bruch in der Schweißnaht auftreten würde, da die Abmessungen die gleichen sind.

Der Querschnitt der Fluß- und Schweißseisen war bei Gruppe II der gleiche, der Querschnitt der Schweißnahte dagegen geringer, man hätte also beim Zugversuch sicher einen Bruch in der Schweißung erwarten dürfen.

Bei Gruppe III betrug der Querschnitt der Rundseisen 7,6 cm², derjenige des Schweißseisens 8,2 cm², der Querschnitt der Schweißnahte dagegen 14 cm², da ja die Zwickel zwischen den beiden Körpern ebenfalls mit Schweißgut auszufüllen waren. Unter Berücksichtigung der geringeren Festigkeit des Schweißseisens wäre hier ein Bruch der Flacheisen möglich gewesen.

Die Verhältnisse bei Gruppe IV liegen etwas unklarer. Wohl ist hier der Querschnitt von Schweißseisen und Flußseisen etwa gleich, es sind

jedoch zwei Reihen von Schweißnahten vorhanden, und zwar von 7,2 cm², Flußseisen auf Flußseisen, und von 8,4 cm², Flußseisen auf Schweißseisen. Der größere Abstand der Quadrateisen von den Flacheisen muß aber bei den ZerreiBversuchen einen Einfluß ausüben, der nicht abzuschätzen war.

Tabelle IV.
Ergebnisse der ZerreiBversuche mit den Schweißproben Gruppe I (Bild 1 der Tabelle III).

Vers. Nr.	Querschnittabmessungen			Streckgrenze kg/cm ²	Bruchfestigkeit kg/cm ²	Bemerkungen
	Dicke cm	Breite cm	Fläche cm ²			
1	1,03	8,20	8,45	2220	3220	Bruch unmittelbar neben der Schweißstelle (Abb. 5).
2	1,03	8,20	8,45	2230	3040	
3	1,01	8,20	8,28	2310	2840	

Tabelle V.
Ergebnisse der ZerreiBversuche mit den Schweißproben Gruppe II bis IV (Bild 2 bis 4 der Tabelle III).

Gruppe	Vers. Nr.	Bruchlast P kg	Schweißnahtquerschnitt f ₁ cm ²	Querschnitt der Bruchstelle im Schweißseisen f ₂ cm ²	Scherbeanspruchung	
					bei Schweißnaht P/f ₁ kg/cm ²	bei der Bruchstelle im Schweißseisen P/f ₂ kg/cm ²
II Bild 2	a	16 470	7,0	9,8	2260	1680
	b	18 760	7,0	9,8	2680	1980
	c	18 460	7,0	9,8	2640	1880
Mittel					2530	1830
III Bild 3	a	17 230	14,0	14,7	1230	1170
	b	19 450	14,0	14,7	1390	1320
	c	17 800	14,0	14,7	1270	1210
Mittel					1300	1230
IV Bild 4	a	15 500	7,2 + 8,4	11,4	1850	1360
	b	14 900	7,2 + 8,4	11,4	1770	1300
	c	17 480	7,2 + 8,4	11,4	2080	1540
Mittel					1900	1400

Die Ergebnisse der ZerreiBversuche sind aus den Tabellen IV und V ersichtlich. Bemerkenswert ist, daß der Bruch in keinem Falle in der Schweißnaht auftrat. Bei den Probekörpern der Gruppe I trat wohl der Grenzfall ein, daß der Bruch etwas in die Schweißnaht hineinreicht, im allgemeinen muß man jedoch sagen, daß der Bruch unmittelbar neben der Schweißung auftrat, wie dies aus Abb. 5 gut zu ersehen ist.

Von besonderem Interesse waren die Brucherscheinungen an den Probekörpern der Gruppen II bis IV. Auch hier zeigte sich der Bruch durchweg im Schweißseisen. In welcher Weise der Bruch eintrat, ist deutlich aus Abb. 6 erkennbar. Links ist ein Probekörper der Gruppe II, rechts ein solcher der Gruppe III wiedergegeben. Sehr gut läßt sich das schnelle Gefüge des Schweißseisens sowie bei Gruppe III die für Schweißseisen typische Erscheinung erkennen, daß infolge der Schwächung der Gefügestärke senkrecht zur Walzrichtung durch den Gehalt des Eisens an flachgewalzten Schlackenschichten der Bruch in solche Stellen überspringt.

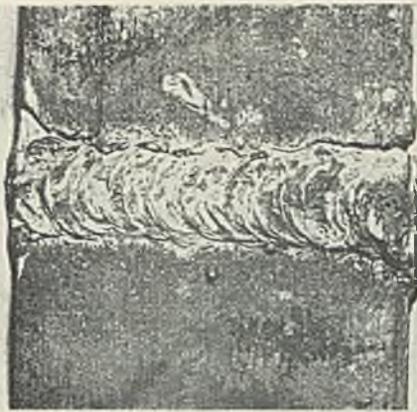


Abb. 5.
Zerrissener Probekörper der Gruppe I.

Nicht selten wurde nicht nur eine Schweiß-Eisen-Schicht im Umfange der Schweißstelle herausgerissen, sondern es wurde auch das zwischen den beiden Schweißnähten liegende Schweiß-Eisen mit abgezogen, wie dies aus Abb. 7, darstellend den Probekörper IIIc, und Abbild. 8 des Probekörpers IVa ersichtlich ist.

Es hätte keine praktische Bedeutung, die Bruchlast auf den Querschnitt der Schweißnähte zu beziehen, da in diesen

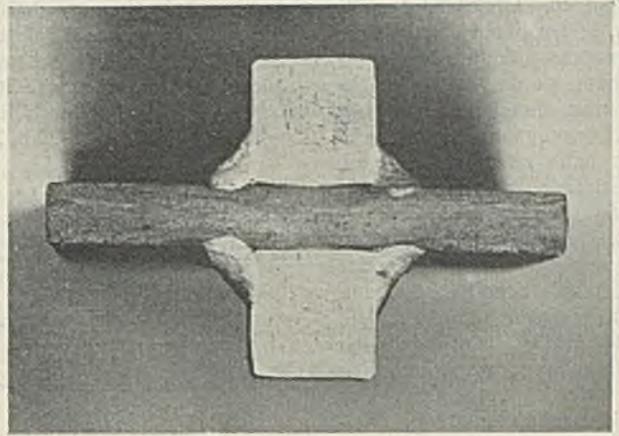


Abb. 9. Geschliffener Schnitt Gruppe II.

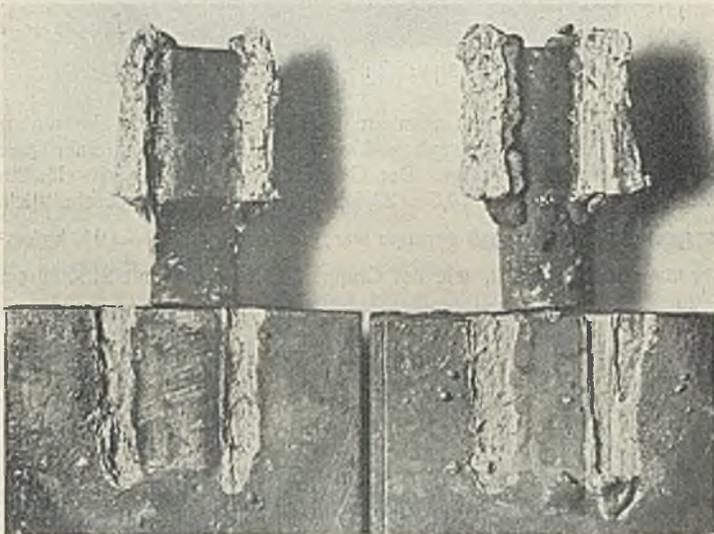


Abb. 6. Probekörper der Gruppen II u. III nach dem Zerreiversuch.

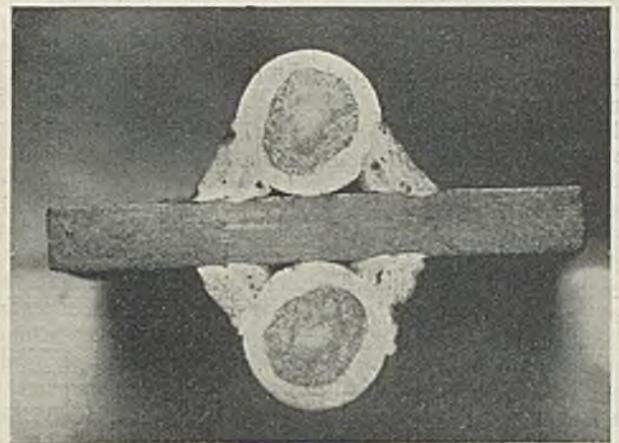


Abb. 10. Geschliffener Schnitt Gruppe III.

der Bruch ja nicht eingetreten ist. Aus diesem Grunde wurde in Tabelle V die Materialanstrengung bzw. Scherbeanspruchung sowohl für die Schweißnaht als auch für die Bruchstelle im Schweiß-Eisen verzeichnet. Für die Scherflächen an der Bruchstelle ergeben sich daher andere Werte als für die Fläche der Schweißnähte, die nach den Richtlinien bestimmt wurden. Die Scherflächen sind Durchschnittswerte, die sich durch Messungen an den Bruchflächen bzw. an den Schnitten durch die Probekörper, dargestellt in Abb. 9 bis 11, ergeben haben. Diese Schnitte, die geschliffen wurden, lassen deutlich die Struktur der einzelnen Materialien sowie die Einbrandtiefen der Schweißnähte erkennen.

Für die Breiten der Scherflächen ergeben sich folgende Durchschnittswerte:

Gruppe II	Breite 0,7 cm	Scherfläche	$4 \cdot 3,5 \cdot 0,7 = 9,8 \text{ cm}^2$,
III	1,05 "	"	$4 \cdot 3,5 \cdot 1,05 = 14,7 \text{ "}$
IV	0,95 "	I	$4 \cdot 3,0 \cdot 0,95 = 11,4 \text{ "}$
		II	$4 \cdot 3,0 \cdot 0,95 = 11,4 \text{ "}$

Die Scherfläche I bei Gruppe IV bezieht sich auf die Schweißnaht Flußeisen auf Flußeisen, die Scherfläche II auf die Schweißnaht Schweiß-Eisen auf Flußeisen. Da bei Scherfläche I überhaupt keine Einrisse noch sonstige Formänderungen vorkamen, so ist für den Versuch nur die Scherfläche II zu werten, die dann auch in die Tabelle eingesetzt wurde.

Durch diese Versuche war nun nachgewiesen, daß es gut und sicher möglich ist, mittels Lichtbogenschweißung Schweiß-Eisen mit Flußeisen

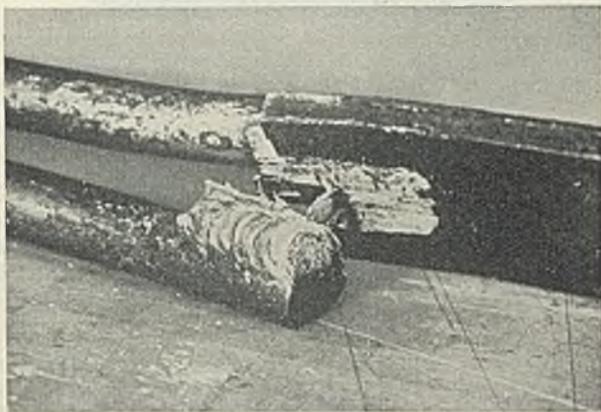


Abb. 7. Probekörper IIIc nach dem Zerreiversuch.

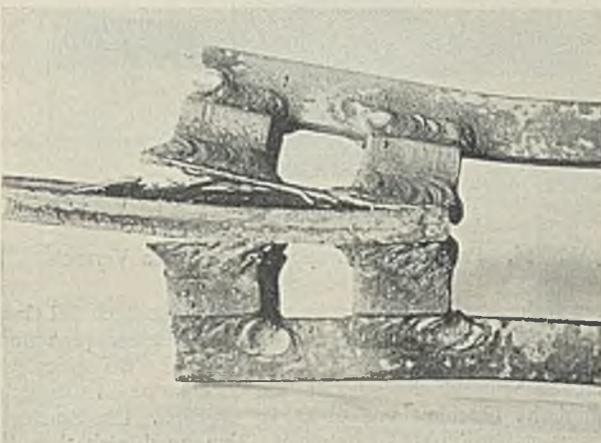


Abb. 8. Probekörper IVa nach dem Zerreiversuch.

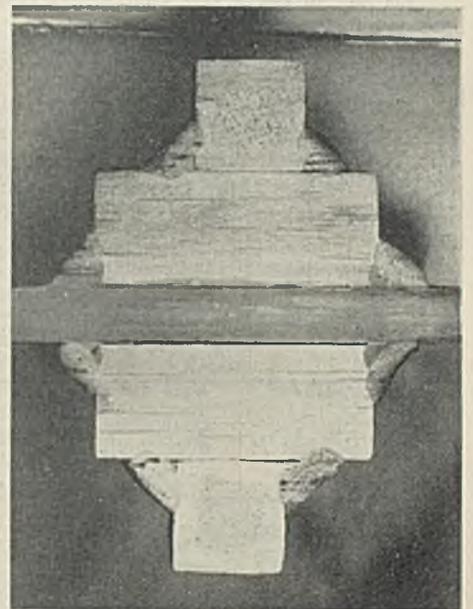


Abb. 11. Geschliffener Schnitt Gruppe IV.

zu verbinden. Gleichzeitig stellte sich aber auch heraus, daß bei zu kurzen, in der Faserrichtung des Schweißseisens verlaufenden Nähten stets die Zerstörung der Verbindung dadurch eintrat, weil das Schweißseisen aufgerissen wurde. Ferner zeigte sich mehrfach, daß, wenn die Schweißnähte nahe zusammenlagen, auch das zwischen den Nähten befindliche Schweißseisen ganz oder teilweise mitgerissen wurde (vgl. Abb. 7 u. 8).

Es hatte sich also ergeben, daß parallele Schweißnähte in Richtung der Faser bei Scherbeanspruchung nicht allzu nahe beisammenliegen dürfen oder aber, entsprechend der Neigung des Schweißseisens zum Ausreißen, verhältnismäßig lang gehalten werden müssen, wenn man den Bruch durch Ausreißen des Schweißseisens vermeiden, vielmehr die Widerstandsfähigkeit der Schweißnaht so vergrößern will, daß der Bruch des Schweißseisens durch Überwindung seiner Zugfestigkeit eintritt. Als weitere Erfahrung war zu bezeichnen, daß es zweckmäßig sein dürfte, die Schweißnähte so anzuordnen, daß möglichst viel Schweißseisenfasern von der Schweißnaht erfaßt werden.

Es wurden daher mit den aus der Mainbrücke Haßfurt entnommenen Schweißseisenstäben weitere Versuche vorgenommen. Die Form und Abmessung der Probekörper sind aus der Tabelle VI ersichtlich. Vorhanden waren von jeder Gruppe zwei Probekörper.

In Gruppe I wurden auf die Schweißseisenstäbe von 104 mm Breite Flußeisen von 100 mm Breite aufgeschweißt, und zwar nur mit Nähten, die quer über die ganze Breite des Schweißseisens verlaufen. Es war also ein günstigeres Ergebnis zu erwarten als bei einer gleich langen, parallel zur Faser verlaufenden Naht.

Da nun in der Praxis wohl nur in den seltensten Fällen eine Naht quer zur Faser so groß angelegt werden kann, um alle Beanspruchungen aufnehmen zu können, so wurde für Gruppe II die Breite des Flußeisens verringert, und es wurden zur Verstärkung der Quernaht noch Längsnähte, die aber in verhältnismäßig großem Abstände lagen, angeordnet.

Bei Gruppe III liegen die Längsnähte zwar nahe beieinander, sind aber, den früheren Erfahrungen entsprechend, länger ausgebildet, auch ist noch eine Quernaht an den Kopfseiten der aufgeschweißten Eisen angeordnet, da an dieser Stelle der Bruch eingeleitet zu werden pflegt.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tabelle VII zusammengestellt.

Tabelle VII.

Ergebnisse der Zerreißversuche mit den Schweißproben Gruppe I bis III (Bild 1 bis 3 der Tabelle VI).

Gruppe	Vers. Nr.	Bruchlast P kg	Schweißnahtquerschnitt f ₁ cm ²	Schweißnahtfestigkeit P/f ₁ cm ²	Schweißseisenquerschnitt f ₂ cm ²	Zugbeanspruchung im Schweißseisen P/f ₂ kg/cm ²
I Bild 1	a	25 900	2 · 10 · 0,6 = 12,0	2160	10,4 · 0,97 = 10,1	2560
	b	25 600		2130		2530
			Mittel	2150	—	2550
II Bild 2	a	32 570	2(8 + 10 + 10) · 0,6 = 33,6	970	10,4 · 0,96 = 10,0	3260
	b	30 750		915		3080
			Mittel	940	—	3170
III Bild 3	a	27 980	2(2 + 7 + 7) · 0,6 = 19,2	1460	10,4 · 0,95 = 10,0	2800
	b	28 700		1490		2870
			Mittel	1480	—	2830

Bei den Probekörpern der Gruppe I trat der Bruch in den Schweißnähten auf, bzw. es trat der Grenzfall ein, daß das Schweißseisen entlang der Schweißnaht einriß, wie dies aus Abb. 12 zu ersehen ist. Bei der 10 cm langen und 0,6 cm starken Schweißnaht war der gesamte Bruchquerschnitt 2 · 10,0 · 0,6 = 12 cm². Daraus ergab sich bei einer Bruchlast von 25 750 kg

eine Beanspruchung von $\frac{25750}{12,1} = 2150 \text{ kg/cm}^2$ im Bruchquerschnitt. Im Schweißquerschnitt trat dabei eine Beanspruchung von $\frac{25750}{10,1} = 2550 \text{ kg/cm}^2$ auf, bei einer Zugfestigkeit des Schweißseisens von 3300 kg/cm², so daß das Schweißseisen mit 77,5 % seiner Festigkeit beansprucht war.

Tabelle VI.
Form und Abmessung der Probekörper für die Zerreißversuche.

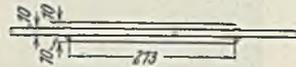


Bild 1. Gruppe I.

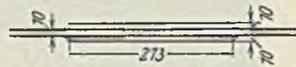


Bild 2. Gruppe II.

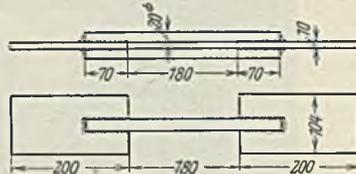


Bild 3. Gruppe III.

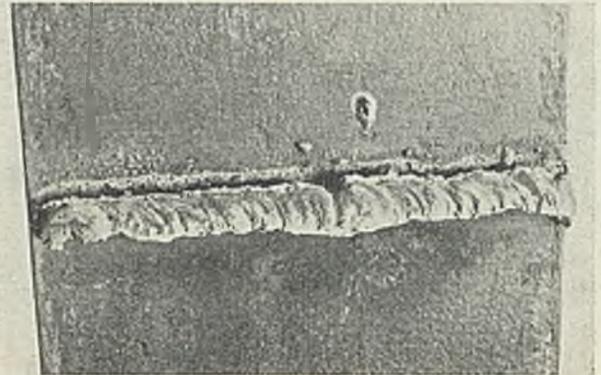


Abb. 12. Probekörper Gruppe I nach dem Versuch.

Bei Gruppe II war von vornherein ein Bruch im Schweißseisen zu erwarten. Er trat auch dort auf, und zwar unmittelbar neben einer Quernaht, wie dies Abb. 13 zeigt. Der Gesamtquerschnitt der Schweißnähte betrug $2(8,0 + 10,0 + 10,0)0,6 = 33,6 \text{ cm}^2$, so daß deren durchschnittliche Beanspruchung naturgemäß geringer war; sie betrug $\frac{31660}{33,6} = 940 \text{ kg/cm}^2$. Setzt man die Festigkeit, wie bei Gruppe I festgestellt, mit 2150 kg/cm² ein, so wäre eine Schweißnahtlänge von $\frac{31660}{2150} \cdot 0,6 = 24,5 \text{ cm}$ genügend

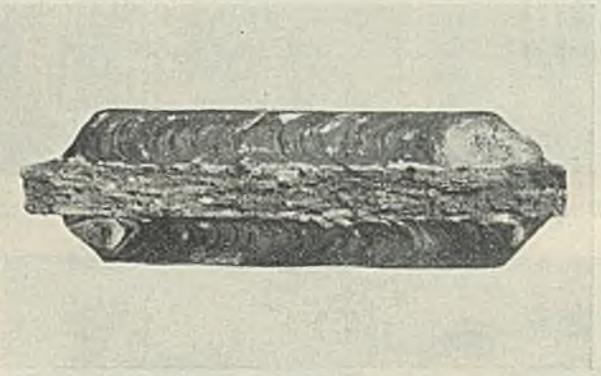


Abb. 13. Probekörper Gruppe II nach dem Versuch.

gewesen. Demnach auf jeder Seite Längsnähte von $2,125 \cdot 4 = 8,5 \text{ cm}$ und Quernähte $2 \cdot 8,0 = 16 \text{ cm}$. Die Annahme einer Festigkeit von 2150 kg/cm² ist nicht als zu günstig anzusehen, denn wie sich bei Durchsicht der Tabellen ergibt, sind auch Beanspruchungen der Längsnähte mit 2500 kg/cm² aufgetreten, ohne daß diese gebrochen wären.

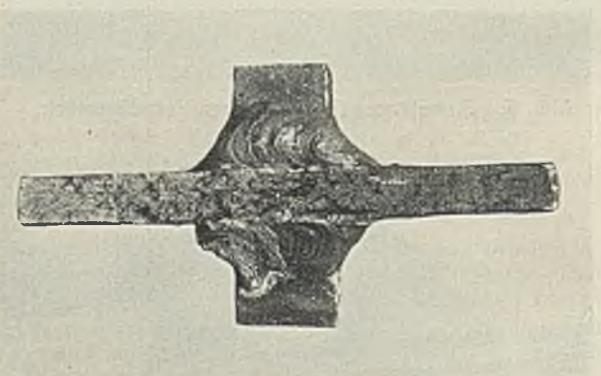


Abb. 14. Probekörper Gruppe III nach dem Versuch.

An den vorherigen Ergebnissen gemessen, mußte auch bei Gruppe III der Bruch im Schweißseisen auftreten, denn der Gesamtquerschnitt der Schweißnähte war $2(2,0 + 7,0 + 7,0)0,6 = 19,2 \text{ cm}^2$. Bei einer wie vor angenommenen Schweißnahtfestigkeit von 2150 kg/cm² hätte sich also eine rechnerische Bruchlast von 41 300 kg ergeben. Die Bruchlast des Schweißseisens müßte 33 000 kg betragen. Nun ergab sich aber die auffallende Erscheinung, daß die Bruchlast nur durchschnittlich 28 340 kg

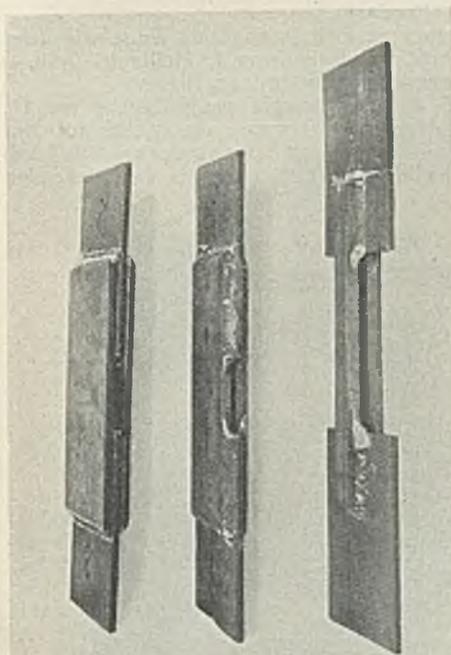


Abb. 15. Probekörper der Gruppen I bis III nach dem Versuch.

betrug. Der Grund hierfür dürfte darin zu suchen sein, daß die Spannungsverteilung bei der geringen Breite des Quadrats Eisens für das Schweißeisen sehr ungünstig ist. Man konnte bei den ZerreiBversuchen beobachten, wie der Bruch am Kopfende der Quadrats Eisens, dicht an der Schweißnaht, begann und sich von hier aus nach den Rändern des Schweißeisens ausbreitete. Die Versuche der Gruppe III zeigen also, daß es zur Erzielung einer gleichmäßigen Spannungsverteilung vorteilhaft ist, möglichst breite Profile auf Schweißeisen aufzuschweißen. Die Bruchfläche eines Probekörpers der Gruppe III zeigt Abbild. 14. In Abb. 15 sind je ein Probekörper der Gruppen I bis III nach dem Zerreißen dargestellt,

geschweißten Verbindungen in gleichem Verhältnis geringer sein wird, denn wenn die Schweißnähte entsprechend lang angelegt sind, und wenn eine genügende Anzahl von Fasern erfaßt wird, so dürften diese Fasern auf eine größere Länge mit beansprucht werden, so daß wohl auch in diesem Falle mit den vorher festgestellten Festigkeiten zu rechnen sein wird.

Wie schon eingangs erwähnt, wurden die Lichtbogenschweißungen mit blanken Elektroden hergestellt. In Abb. 9 bis 11 sind geschliffene Schnitte durch einige Probekörper dargestellt. Es ist hieraus gut ersichtlich, daß die Schweißungen sehr dicht und frei von Schlackeneinschlüssen sind und wohl auch mit umhüllten Elektroden nicht besser hergestellt werden können. Es dürften sich daher, wenigstens für Konstruktions-schweißungen, blanke Elektroden ebenso eignen wie umhüllte Elektroden, wobei zu berücksichtigen ist, daß der Preis einer blanken Elektrode nur einen Bruchteil des Preises einer umhüllten Elektrode beträgt.

Wenn auch die vorstehend erörterten Versuche für die Nutzanwendung bei dem eingangs (S. 361) erwähnten Verfahren von Oberbaurat Dr. Fritz Emperger von Wichtigkeit sind, so ist doch zu beachten, daß es sich bei jenem Verfahren niemals wie bei den Versuchen darum handeln wird, zwei Stücke Schweißeisen durch ein neues Stück Flußeisen miteinander zu verbinden, sondern es werden dort immer nur neue Stücke Flußeisen längs dem vorhandenen Schweißeisen fortlaufend angeschweißt. Es tritt dort also der Fall ein, daß die sich rechnermäßig ergebenden Schweißnähte an den Enden der neuen Stäbe angebracht sind, während auf die ganze Länge der neuen Stäbe sogenannte Heftscheidungen angeordnet werden, die jedoch immer noch größere Längen haben als die bei den Versuchen angewendeten kurzen Schweißnähte. Durch die vielen Schweißstellen wird aber erreicht, daß zunächst möglichst viele Fasern des Schweißeisens von der Schweißung ergriffen werden, ferner aber liegt in der Aufteilung auf viele Schweißstellen, deren jede einzelne zur Aufnahme der Kräfte genügen würde, der große Vorteil, daß selbst, wenn trotz sorgfältiger Kontrolle eine Schweißung nicht sorgfältig ausgeführt wäre, doch die volle Sicherheit gewährleistet ist.

Zum Schluß möge noch, in bezug auf das Empergersche Verfahren, auf das inzwischen ein Patent erteilt wurde, bemerkt werden, daß man sich nur vor Augen zu halten braucht, daß für die Mitwirkung der Zulageisen das Einbetonieren allein genügen würde und das Anschweißen daher eine Verbesserung und Sicherstellung der Zusammenarbeit darstellt.

die Bruchflächen sind deutlich zu ersehen.

Zum Schluß wurden nun noch einige ZerreiBversuche mit Schweißeisen quer zur Faserrichtung vorgenommen. Es ergab sich

bei Versuch 1	eine Zugfestigkeit von	2590 kg/cm ²
2	"	2360 "
	im Mittel	2480 kg/cm ² .

Wie aus Tabelle I ersichtlich, betrug die Zugfestigkeit des Schweißeisens in der Faserrichtung 3580 kg/cm², so daß also die Festigkeit quer zur Faserrichtung eine bedeutend geringere ist. Es wäre aber wohl nicht richtig, hieraus zu folgern, daß auch die Festigkeit von quer zur Faser

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau der Bogenbrücke über den Kill van Kull.

Über den Bau dieser 503,50 m weit gespannten Fachwerkbogenbrücke ist bereits mehrfach berichtet worden.¹⁾ Als Ergänzung seien hier noch Einzelheiten des dabei verwendeten, sehr bemerkenswerten Aufstellungsverfahrens nachgetragen.²⁾

Während sowohl die 302,70 m großen Bogen der Hellgate-Brücke bei New York als auch die 502,90 m weit gespannte Sydney-Brücke in Australien beide frei vorgebaut worden sind, ist der Kill-van-Kull-Bogen wohl die erste Großbrücke, die mit Hilfsgerüsten unterstützt werden konnte, da nur eine 224 m breite Schiffahrtöffnung frei gehalten zu werden brauchte (Abb. 1). Die beiden erstgenannten Bauwerke wurden mit Hilfe von Zugstäben (Hellgate) oder Rückhaltkabeln (Sydney) bis zur Bogenmitte frei vorgebaut; hier ist durch Einbau von Hilfspfeilern der Bogen sechs Felder seitlich vom Schelitel geschlossen worden.

Beide Brückenseiten wurden unabhängig voneinander montiert, und zwar zuerst der südliche, kürzere Arm mit Hilfspfeilern unter den Knotenpunkten 1, 2, 4 und 7 und danach der nördliche, längere unter den Knotenpunkten 1, 2, 4, 7, 11 und 16 unterstützt. Der Vorbaukran wurde nach Fertigstellung der Südseite zur Nordseite gebracht und dort wieder verwendet.

Beim Bogenschluß waren der freie Krag- und der Verankerungsarm der Südseite je 7 Felder, d. h. 88 m, der Kragarm der Nordseite 10 Felder, d. h. 126 m und der nördliche Verankerungsarm 16 Felder, d. h. 201,43 m lang.

Südarm.

Die Hilfspfeiler 1, 2 und 4 des Südarms wurden auf vier hölzernen, untereinander kräftig versteiften Pfahlgruppen gegründet, die

teilweise für den Nordarm später wiederverwendet werden konnten. Zum Aufbau wurden größtenteils Längsträger und Flachverbandstäbe des Bogens benutzt.

Für die Gründung des Pfeilers 7 wurden statt der Holzpfähle einbetonierte Breitflanschträger verwendet. In Abb. 2 ist der Pfeiler 17 der Südöffnung, der im Aufbau dem Pfeiler 16 der Nordöffnung (vgl. Abb. 4) annähernd entspricht, dargestellt. Ihre Pfosten bestehen aus zwei untereinander versteiften Längsträgern der Hauptbogenfahrbahn von je 68 t Gewicht. Das untere Auflager ist ein Bolzengelenk, das obere ein Halbzylinder, der in entsprechende Aussparungen des nach unten verlängerten Knotenblechs des Bogenuntergurts paßt.

Durch Einbau von Pressen in den mittelsten Querstab konnte die Querversteifung, insbesondere die schlaffen Augenstabschrägen, während der wachsenden Belastung stets unter Spannung gehalten werden.

Die beiden Druckwasserpumpen am oberen Ende des Pfeilers 7 von je 2700 t Tragfähigkeit hatten sowohl die Last von Hilfspfeiler 4, als auch beim Bogenschluß den Ausgleich zu übernehmen.

Der Vorbau des Bogens selbst geschah in der gewöhnlichen Weise mit Hilfe eines auf dem Obergurt laufenden Kranes, der über eine

¹⁾ Bautechn. 1929, Heft 48, und 1930, Heft 34.

²⁾ Eng. News-Rec. 1930, vom 23. Oktober.

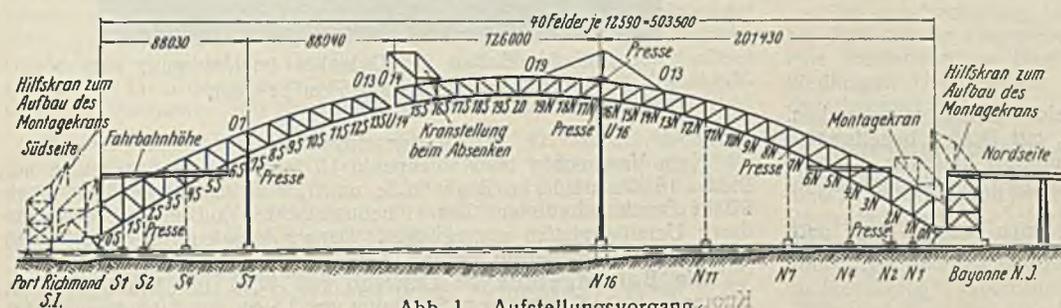


Abb. 1. Aufstellungsvorgang.

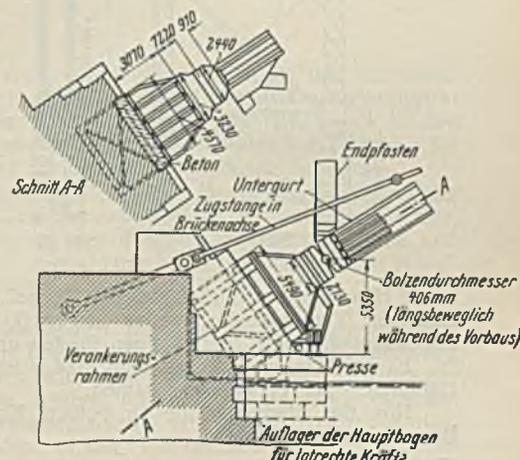


Abb. 3. Auflager der Hauptbogen.

besondere Rampe auf den Obergurtstab des ersten Feldes fahren konnte.

Die Auflagergelenke des Hauptbogens (Abb. 3) mußten während der Aufstellung lotrechte Lasten übernehmen. Besondere Trägerroste auf dem Betonkörper vor dem Auflager waren dazu vorgesehen. Weiter mußten auch Zugkräfte übertragen werden. Zu diesem Zweck waren in Brückenachse besondere Zugstäbe zwischen Widerlager und Querversteifung im Knotenpunkte 1 vorgesehen. Schließlich mußten

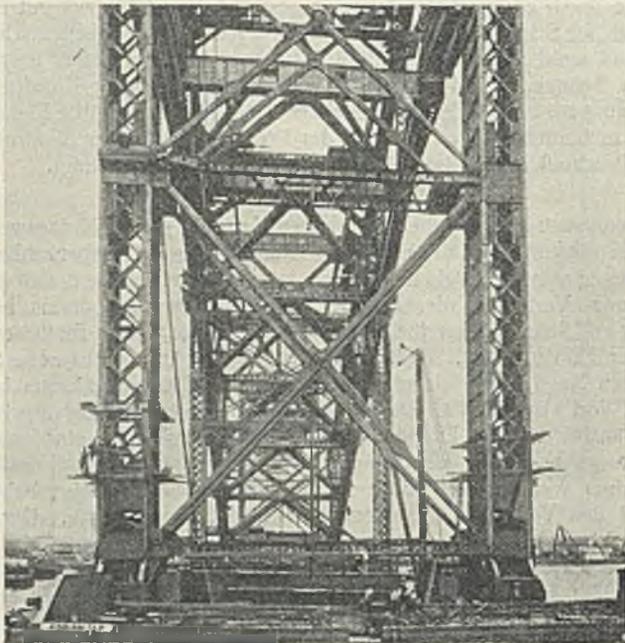


Abb. 2. Hilfspfeiler 7 des Südarms.

die Auflager während des Vorbaues beweglich gemacht werden. Die schmiedestählernen Lagerschalen sind daher zunächst nicht halbkreisförmig hergestellt, sondern auf ein kurzes Stück mit einer ebenen Fläche in der Neigung 1:10 hergestellt, um eine gewisse Längsbeweglichkeit zu ermöglichen.

Hilfspfosten 1 erhielt keine Pressen. Er wurde durch Anheben der Pressen unter Hilfspfosten 2 entlastet, ebenso wie Pfosten 4 durch Nachlassen der Pressen von 2 belastet und Anheben der Pressen am Kopfende von 7 wieder entlastet werden konnte (vgl. Abb. 1). Durch Unterlagsplatten wurde dafür gesorgt, daß während dieser Bewegungen kein größerer Zwischenraum als 2,5 cm auftrat, um bei etwaigem Versagen der Pressen gesichert zu sein. Auch ist sorgfältig darauf geachtet worden,

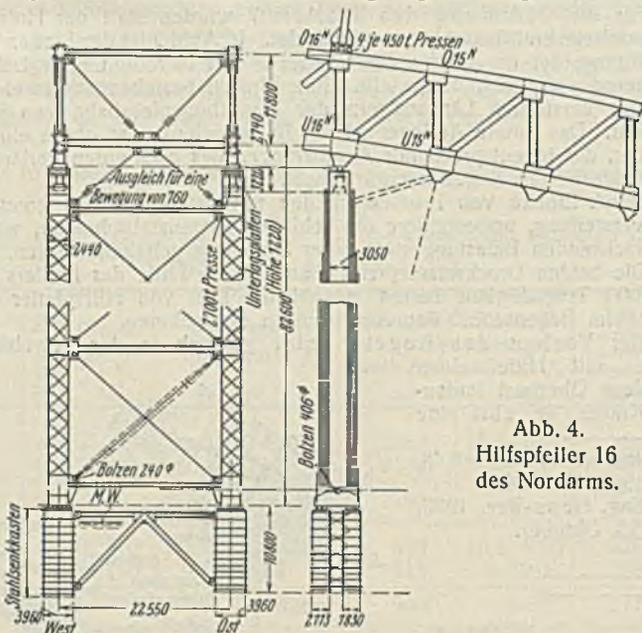


Abb. 4. Hilfspfeiler 16 des Nordarms.

beide Hauptträger tunlichst gleichmäßig auf beiden Seiten vorzustrecken. Sämtliche Verbindungen wurden bis zu 60% mit Bolzen behelfsmäßig angeschlossen. Die Nietkolonnen folgten unmittelbar hinterher.

Es sei hier nochmals erwähnt, daß ausschließlich Kohlenstoffmanganstahlните³⁾ zur Verwendung kamen.

Nur die Flachverbände in beiden Kragarmen wurden erst nach Bogenschluß abgenietet.

³⁾ Z. d. VdI 1930 vom 22. März.

Nordarm.

Der Vorbau des Nordarms geschah in ähnlicher Weise wie beim Südarm. Hilfspfosten 11 bestand aus Teilen von 4, Pfeiler 16 (Abb. 4) aus Teilen von 7, nur mit verlängerten Pfosten (Längsträger).

Die Pressen auf Pfeiler 16 dienten zunächst zur Entlastung von 11. Nach Vorstrecken bis zum Knotenpunkte 20 wurde ein zweiter auf dem Obergurt laufender Hilfskran zur Montage eines Sprengwerks (Abb. 5 u. 6) über Knotenpunkt 16 aufgestellt, das die Verstärkung des anschließenden

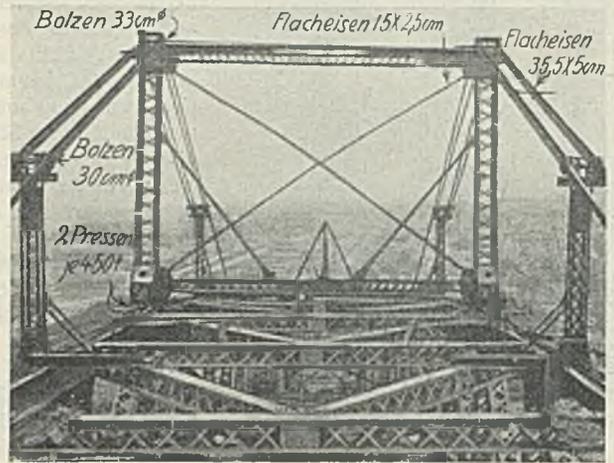


Abb. 5. Sprengwerk auf dem Nordarm. Pfosten über Obergurtnotenpunkt 16. Schrägen bei 13 und 19.

Fachwerkfeldes zu übernehmen hatte. Es bestand aus den Pfosten über Knotenpunkt 16 und zwei Augenstäben nach 13 und 19. Vier 450-t-Pressen am Fuße der Pfosten ermöglichten, in den Pfosten eine Vorspannung von 325 t hervorzurufen. Die Zugstäbe erhielten dadurch 1750 t, was durch Spannungsmessungen nachgeprüft worden ist und sich bis auf 3% dem errechneten Werte genähert haben soll.

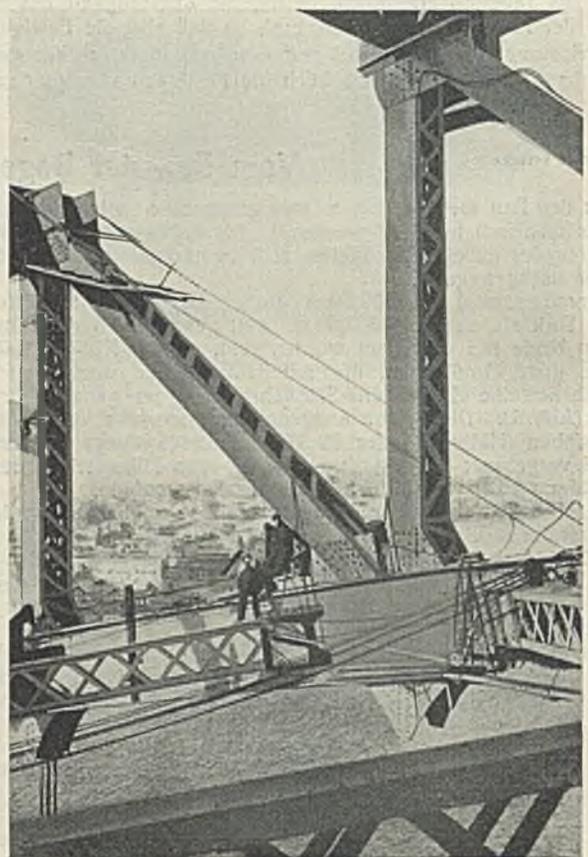


Abb. 7. Einbau des Gelenkes im Untergurt. Absenkung bis auf 5 cm beendet.

Bogenschluß.

Nach Vorstrecken bis Knotenpunkt 15 wurde durch die Pressen auf Pfeiler 16 die nördliche Bogenhälfte um 1,07 m angehoben, was etwa 2700 t Druck erforderte. Der Höhenunterschied auf Pfeiler 16 wurde durch Unterlagsplatten ausgeglichen. Danach konnten Untergurt 14—15 und Pfosten 14 eingebaut werden (Abb. 7).

Ein Bolzengelenk im Untergurt von 40,64 cm (Abb. 8) war in Knotenpunkt 14 S mit einem Spielraum von 2,5 cm zur Erleichterung des

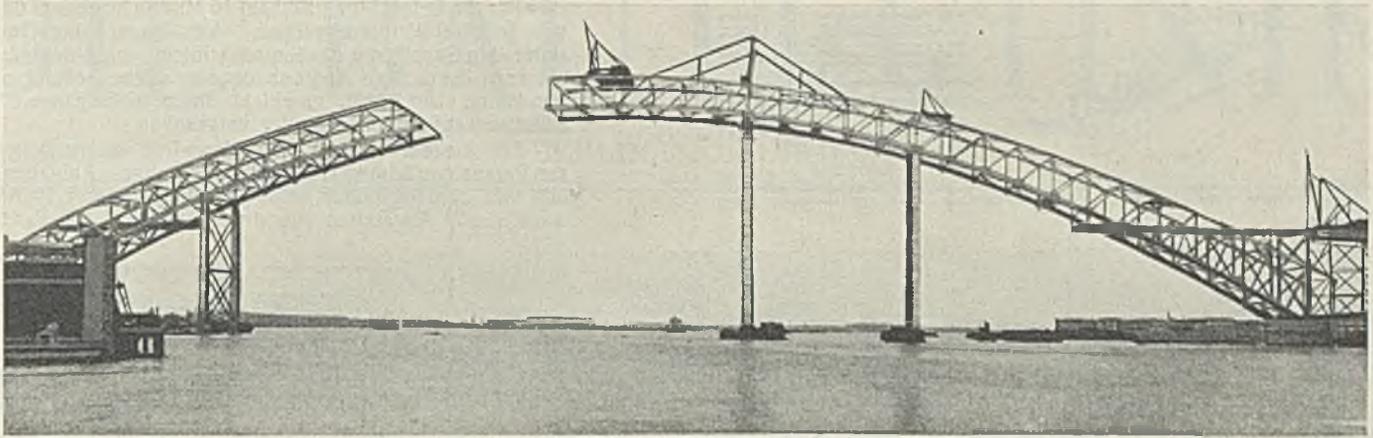


Abb. 6. Vorbau bis auf vier Felder beendet. Sprengwerk fertig.

Zusammenschlusses vorgesehen. Das Gelenk wurde nach Beendigung der Aufstellung vernietet, so daß hier der einzige Knotenpunkt vorliegt, bei dem die Stirnflächen der Querschnitte nicht tragen, wenn man von den verhältnismäßig kleinen Kräften absieht, die der Bolzen unmittelbar überträgt. Der Bolzen wurde behelfsmäßig am Südarms befestigt, so daß der Nordarm darauf abgesenkt wurde.

Da der Pfosten im Untergurtnotenpunkt 14 S des K-förmigen Querverbandes erst am Schluß eingebaut werden konnte, sind zunächst behelfsmäßige Schrägen im Flachverband vorgesehen (Abb. 9).

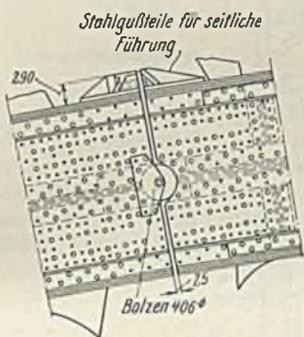


Abb. 8. Gelenk im Untergurtnotenpunkt 14 S.

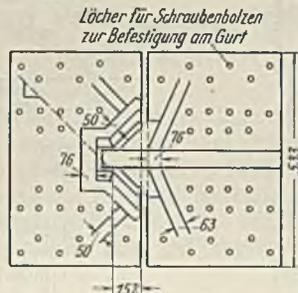


Abb. 10. Stahlgußteile für seitliche Führung im Obergurtnotenpunkt 14 S während des Absenkens.

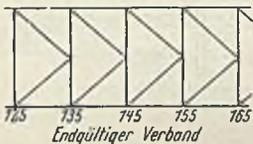


Abb. 9. Flachverband im Untergurt am Bogenschluß.



Auf dem Obergurt waren außerdem gußstählerne Führungstücke (Abb. 10) angeordnet, die in Form einer Nase in eine entsprechende Aussparung am Südarms greifen, so daß seitliche Abweichungen bis zu 15 cm ausgeglichen werden konnten. Die tatsächlich aufgetretene seitliche Verschiebung betrug jedoch nur 2,5 cm.

Der Abstand von 24,6 cm nach beendetem Vorbau mußte nun durch Absenken der Pressen auf dem nördlichen Hilfspfeiler 16 und dem südlichen Pfeiler 7, unter Herausnehmen der einzelnen Unterlagsplatten, ausgeglichen werden (Abb. 11).

Am 3. und 4. Oktober 1930 wurde in insgesamt zwölfstündiger Arbeitszeit diese schwierigste Arbeit des ganzen Brückenbaues ausgeführt. Die Hauptträger waren dadurch zunächst in einen Dreigelenkbogen verwandelt. Da jedoch der Berechnung ein Zweigelenkbogen zugrunde gelegt war — nur für Eigengewicht war ein Dreigelenkbogen im Bogenscheitel, also Knotenpunkt 20, angenommen —, mußte gleichzeitig mit Einbau des fehlenden Obergurttabes 13—14 der bisher bestehende Dreigelenkbogen, mit einem Gelenk im Untergurtnotenpunkte 14 S, in einen Zweigelenkbogen verwandelt werden.

Die dazu erforderliche Vorspannung in Stab 13—14 wurde nicht durch Beanspruchung des Stabes selbst erreicht, sondern in sinnreicher Weise durch Anheben der Pressen auf dem Südpfeiler 7. Die Größe der Aufwärtsbewegung war derartig bemessen, daß der einzubauende Stab 13—14 spannungslos eingesetzt werden konnte, wobei seine Länge genau den Abmessungen des berechneten Zweigelenkbogens entsprach. Die während des Einbaues vorherrschende Temperatur mußte dabei naturgemäß mit in die Berechnung eingesetzt werden.

Das Montagegelenk im Untergurtnotenpunkte 14 S konnte gleichzeitig vernietet werden. — Die letzten Arbeiten, das Einhängen der Drahtseile, die die Hängestangen ersetzen, Befestigen der Querträger und Aufbringen der Fahrbahndecke, sind mit dem auf dem Obergurt laufenden Kran ohne Schwierigkeiten beendet worden.

Die ganze Bogenmontage hat von November 1929 bis Oktober 1930, also nur rd. elf Monate in Anspruch genommen. Das Gelingen der hier wohl erstmalig angewandten bemerkenswerten Aufstellungsverfahren an einer Großbrücke ist in erster Linie der guten Ausführung der „American Bridge Company“ unter Leitung der New Yorker Hafenbehörde zu verdanken.
Rud. Bernhard.

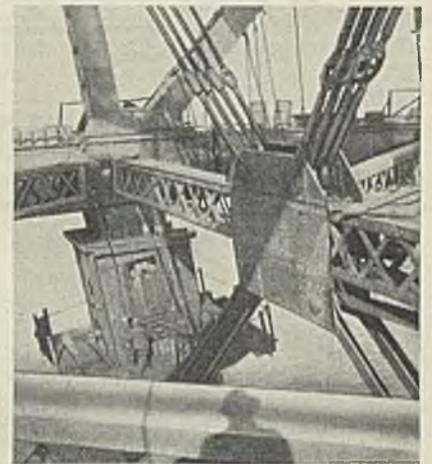


Abb. 11. Nordpfeiler 16 während des Absenkens.

Vermischtes.

Vorläufige Richtlinien über die Maßnahmen zur Einschränkung von Verkehrserschütterungen (vom März 1931) hat die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ausgearbeitet. Die Richtlinien sind zwar in ihrer jetzigen Form noch nicht lückenlos, da die wissenschaftliche Erforschung des Problems ja noch in den Anfängen steckt; sie sind aber auf vielfachen Wunsch doch veröffentlicht worden, um den dringendsten Bedürfnissen der Praxis gerecht zu werden und eine Grundlage für das Sammeln weiterer Erfahrungen zu schaffen. Die Richtlinien sind im Verlage der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, erschienen und zum Preise von 0,20 RM zu beziehen. Ls.

Verein Deutscher Kalkwerke E. V. Die 42. Hauptversammlung findet Freitag, den 5. Juni 1931, ab 9¹/₂ Uhr vorm. in Braunschweig, Aula der Technischen Hochschule, statt. Prof. Dr.-Ing. D. Dieckmann wird sprechen über die „Vermeidung von Putzschäden“. Anmeldungen an den Verein, Berlin W 62, Kielganzstraße 2.

Eine Baunormen-Tagung findet am Freitag, den 12. Juni 1931, 10 Uhr, im großen Sitzungssaal des ehem. Preuß. Herrenhauses, Berlin W 66, Leipziger Straße 3, statt. Außer einer Rede des Präsidenten der Tagung, Prof. Dr.-Ing. Gehler, über „Die Bedeutung der Normung für die Volks-

und Bauwirtschaft“ werden Vorträge über die technischen und wirtschaftlichen Erfolge der Normung gehalten, und zwar spricht Oberregierungsrat Kaiser für den Wohnungsbau, Ministerialrat Dr.-Ing. Eilerkrantz für den Eisen-, Beton- und Eisenbetonbau, Magistratsoberbauplatz Lösschmann für den Straßenbau, Prof. O. Graf für Baustoffe und Baustoffprüfung.

Für den Nachmittag ist u. a. der Besuch der Deutschen Bauausstellung am Kaiserdamm vorgesehen, am Sonnabend, den 13. Juni, vorm. 9 Uhr, eine Sonderfahrt zur Besichtigung der neuesten Ingenieurbauewerke und Siedlungen Groß-Berlins. — Anmeldungen an Dinorm, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 47.

Hafenbautechnische Gesellschaft Hamburg. Die 11. ordentliche Hauptversammlung wird am 6. Juni d. J. in Emden stattfinden. Eröffnung um 11 Uhr im Großen Saale des „Klub zum guten Endzweck“. Vorträge: Regierungsbaurat L. Schulze, Emden, über das Thema: „Aus dem Betriebe des Emdener Hafens“; Oberregierungs- und Baurat Kranz, Aurich, über: „Die Arbeiten und Bauten auf den ostfriesischen Inseln von Borkum bis Spiekeroog“; Oberbaudirektor Dr.-Ing. E. Lohmeyer, Hamburg, über: „Hafenverwaltungen im In- und Auslande“. Besichtigungen: am 6. Juni, nachmittags ab 15¹⁵ Uhr: Arbeiten an der Unterems und der

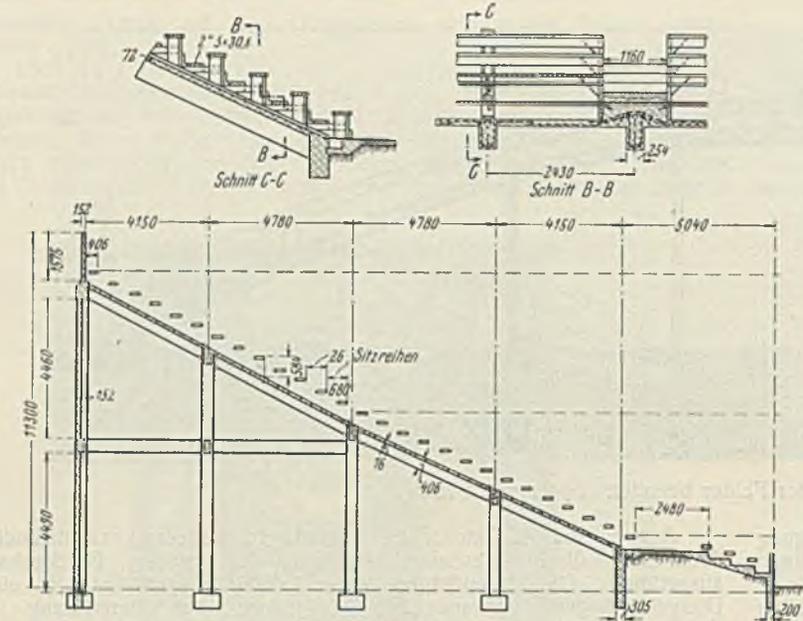
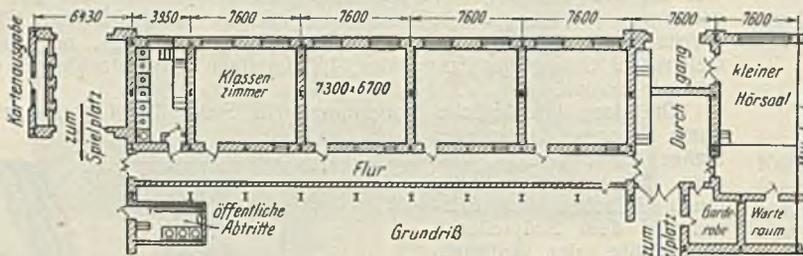


Abb. 1.



Grundriß

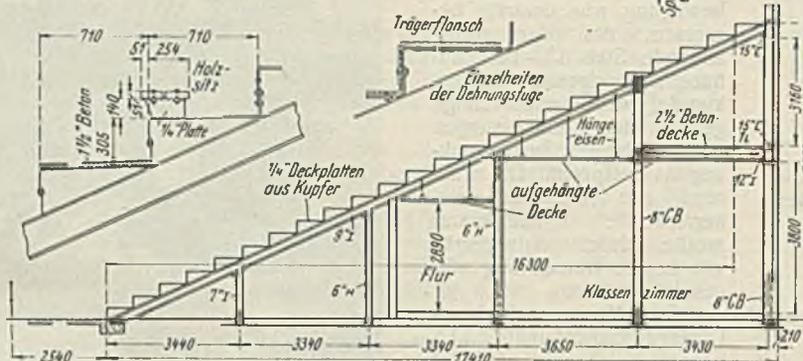
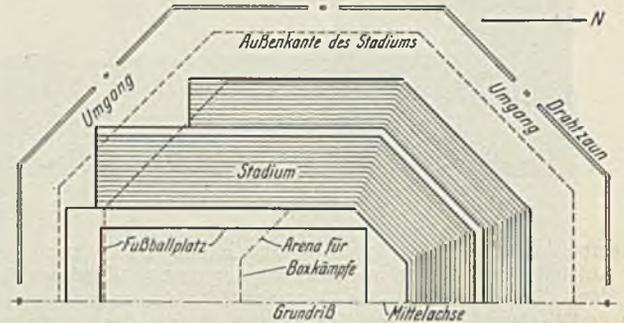


Abb. 3.

Für die Beleuchtung sind auf 16 Masten insgesamt 32 Lampen von je 1000 Watt vorgesehen. Alle Räume und Durchgänge unter den Sitzplätzen sind mit Wellblech ausgekleidet. Ebenso hat auch die äußere Abgrenzung eine solche Bekleidung bis zu 3 m Höhe. Der Zutritt geschieht durch 16 Eingänge. Für den Billettverkauf sind 26 Schalter vorgesehen.

Die Ausführungen in Eng. News-Rec. sollen hauptsächlich zur Veranschaulichung der verschiedenartigen Aufgaben dienen, die von dem Ingenieur beim Entwerfen solcher Bauwerke zu lösen sind. Abgesehen von den Baukosten, der Bauzeit oder



Grundriß

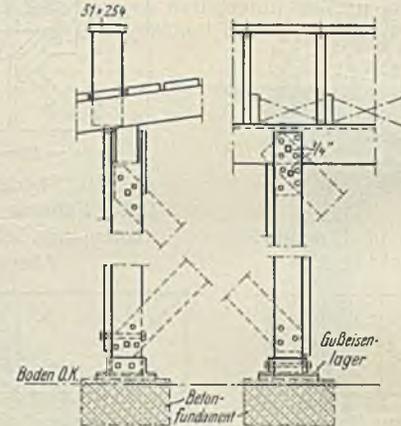
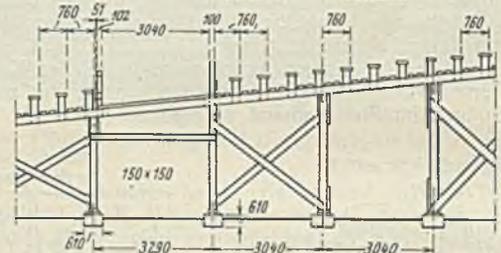


Abb. 2.

Ems-Befuerung mit Fahrt nach Borkum; am 7. Juni: Uferschutzbauten auf Borkum. Anmeldungen bis zum 1. Juni beim Emdener Ortsausschuß der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Syndikus Dr. Lübbers, Emden (Ostfriesland), Am Deift 38.

Bauwerke für öffentliche Versammlungen. In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 19., vom 6. Nov., S. 716 bis 722, ist eine bemerkenswerte Zusammenstellung von Abhandlungen über Bauwerke für Volksversammlungen und ähnliche Zwecke gegeben. Die einzelnen Berichte behandeln die Woodlawn-Hochschule in Birmingham, Ala., das Stadion in Miami, Fla., das Municipal Auditorium in New Orleans und schließlich das Stadion für eine Schule in Sacramento, Calif. Das letztere ist ein offenes Stadion mit 22 000 Sitzplätzen. Die Plätze und Zugangstege sind in Holz gezimmert. Die Unterkonstruktion besteht aus einem Eisenbetongerüst, das im Querschnitt in Abb. 1 dargestellt ist.

Die Kosten für die Tribüne ohne Einbeziehung der Ausgaben für die Erd- und Straßenarbeiten belaufen sich auf 145 000 \$, so daß also auf den Platz 6,60 \$ entfallen.

Weit kostspieliger ist der Bau des Municipal Auditoriums in New Orleans. In einer geschlossenen Halle von etwa 97,5 x 61,5 m Grundfläche, die für Konzert- und Vortragzwecke bestimmt ist, lassen sich bis zu 10 000 Sitzplätze unterbringen. Die Baukosten belaufen sich auf 2 000 000 \$. Der Hallenraum ist durch bewegliche Querwände teilbar. Neben der großen Halle ist an einer Längselite des Bauwerkes noch ein Ausstellungsraum von 97,5 x 26,8 m Grundfläche vorgesehen. Das Dach und seine von unten aufgehenden Stützen sind in Stahlkonstruktion, die Tribünen in Eisenbeton ausgebildet.

Bei der Madison Square Garden Arena in Miami handelte es sich darum, bei möglichst kurzer Bauzeit eine Tribüne für 50 000 Sitzplätze um einen Fußballplatz zu schaffen. Die Kosten belaufen sich in diesem Falle auf 2,50 \$ für den Platz. Die offenen Tribünen bestehen aus einer Holzkonstruktion (yellow pine). Ein Teilgrundriß des für zwei Fußballplätze bemessenen Stadions sowie die Anordnung und Abmessung der Sitze ist aus Abb. 2 ersichtlich.

der Baustoff-Auswahl sind zuweilen auch verschiedenartige Verwendungszwecke ausschlaggebend. So dient z. B. die Woodlawn High School in Birmingham, Ala., als Schulgebäude und als offene Tribüne für einen Fußballplatz. Die Tribünenkonstruktion ist aus Stahl, die Umfassungswände sind in Mauerwerk hergestellt, wie aus Abb. 3 ersichtlich.

Die Tribüne bildet hier gewissermaßen das Dach des Schulgebäudes, das sich etwa 100 m an dem angrenzenden Fußballplatz entlangzieht und an beiden Enden je durch einen turmartigen Abschlußbau begrenzt ist. In diesen Turmbauten liegen unten die Billettschalter bzw. die Zugangsportale zu den Tribünen sowie auch zu dem Korridor der Schulräume. Das Stadion gibt Raum für 4208 Sitzplätze. Die Abdichtung und Ausbildung der die Schule überdeckenden schrägen Decke wird in der Abhandlung näher erläutert. Unter Trennung der Anteile der Baukosten für das Stadion und den Ausbau der Schulräume sind in diesem Fall etwa 6,00 \$ auf den Platz zu rechnen.

Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Die VII. Hauptversammlung findet statt am Montag, den 1. Juni 1931, ab 10 Uhr vorm.; in Berlin bei Kroll. Es werden folgende Vorträge gehalten:

Oberreg.-Rat a. D. Dr.-Ing. Rappaport über „Parkplätze, Einstellräume und Tankstellen, vorläufige Leitsätze der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau“; Reg.- u. Baurat Schuppan über „Parken, Tanken und Verkehrspolizei“; Baurat Dr.-Ing. Riepert über „Straßenbau und Volkswirtschaft“; Dr. Brandt über „Auto und Straße“; Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. v. Brix: Bericht über den VI. Internationalen Straßenkongreß in Washington.

INHALT: Über Baugrund-Probepelastungen. — Ergebnisse von Versuchen über Zusammenschweißung von Schweißnähten mit Flußeisen. — Vom Bau der Bogenbrücke über den Kill van Kull. — Vermischtes: Vorläufige Richtlinien über die Maßnahmen zur Einschränkung von Verkehrserschütterungen. — Verein Deutscher Kalkwerke E. V. — Baunormen-Tagung. — Hafenbautechnische Gesellschaft Hamburg. — Bauwerke für öffentliche Versammlungen. — Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.