

# DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

20. März 1940

Heft 11/13

## ÜBER DEN EINFLUSS DER FLÄCHENFORM AUF DIE TRAGFÄHIGKEIT VON FUNDAMENTPLATTEN<sup>1</sup>.

Von Dr.-Ing. Herbert Meischeider, Berlin.

DK 624.131.524

### I. Einleitung.

Das Problem der Tragfähigkeit von Fundamentplatten wurde bereits mehrfach in der Fachliteratur behandelt. Dabei wurden Setzungen und Bruch schon bald auf die Bildung von Gleitflächen zurückgeführt und für den Zustand des Bruches, also für die Grenztragfähigkeit, die verschiedensten Gleitflächenkurven angenommen. Aber erst in neuerer Zeit wurde das Problem der Grenztragfähigkeit eingehender behandelt: Rein theoretisch von Reibner und Prandtl (1), Zimmermann (2), Fröhlich (3) und vielen anderen, deren Formeln u. a. von Terzaghi (4) angegeben werden; versuchsmäßig von Fellenius (5), Kögler (6), Krey (7), Press (8) und vielen anderen. Zum größten Teil allerdings beschränkten sich diese Untersuchungen auf die Annahme unendlich langer Streifenlasten oder achsensymmetrischer Platten (Kreisplatten).

Der Einfluß der Flächengröße auf die Setzung wurde im Institut von Prof. Kögler in Freiburg versuchsmäßig und analytisch erschöpfend behandelt (9, 10). In diesen Arbeiten wurden die Setzungen von Platten verschiedener Flächengröße, aber gleicher Form bei gleicher Einheitsbelastung untersucht; die Grenztragfähigkeitszustände wurden dabei nur berührt.

Sehr selten sind indessen bisher Versuche mit Platten von endlicher Breite und Länge gemacht worden, also mit rechteckigen oder quadratischen Platten unter gleichzeitiger rechnerischer Überprüfung der Ergebnisse. Anscheinend haben die singulären Punkte, die Eckpunkte, abschreckend gewirkt. Es soll daher in dieser Arbeit über eine Anzahl von Versuchen berichtet werden, die die Abhängigkeit der Grenztragfähigkeit von der Flächenform nachweisen und die gleichzeitig auf Grund der dabei beobachteten Gleitflächenbildungen ein einfaches Rechnungsverfahren zum Nachweis dieser gesetzmäßigen Beziehung zwischen Tragfähigkeit und Fläche und Umfang der Lastplatte aufzeigen sollen. Diese Versuche wurden im Sommer 1937 im Laboratorium der Deutschen Forschungsanstalt für Bodenmechanik (Degebo), Technische Hochschule, Berlin, geführt.

### II. Die Tragfähigkeit von Streifenfundamenten.

Die Vorgänge, die sich bei der Belastung einer Platte auf Sand- und Schüttungen abspielen, sind schon häufig beobachtet worden: Es ergibt sich zunächst eine Einsenkung der Platte, die bei geringen Belastungen etwa proportional der Auflast ist. Diese Setzungen sind aber bleibende Setzungen, d. h. bei einer Entlastung der Platte geht die Setzung nur um ein ganz geringes Maß zurück. Die Ursache dieser unelastischen, bleibenden Setzung ist darin zu suchen, daß infolge der lotrechten Belastung eine Umlagerung der einzelnen Körner und damit eine Verdichtungssetzung eintritt. Die aus der elastischen Zusammendrückung der einzelnen Körner bzw. aus der Elastizität des Korngefüges hervorgerufene umkehrbare Setzung ist so gering, daß sie praktisch vernachlässigt werden kann. Mit stärker werdender Belastung beginnt nun im zunehmenden Maße der Boden unter der Lastplatte seitlich auszuweichen, bis schließlich das Maximum der Verdichtung erreicht ist und der Boden auf irgendwelchen Gleitlinienkurven nach beiden Seiten aus-

weicht. Diese „Grenzbelastung“ oder „Grenztragfähigkeit“ macht sich in der Belastungs-Setzungskurve deutlich bemerkbar: Die Kurve biegt plötzlich scharf um, die Platte sinkt rasch ein, während seitlich der Sand aufgetrieben wird. Bei Kreis- und Quadratplatten sind noch andere Erscheinungen zu beobachten, die später eingehender besprochen werden. Die Form dieser Gleitflächen ist ebenfalls wiederholt untersucht worden; das Bestreben geht naturgemäß dahin, eine geometrische Kurve zu finden, die sowohl den natürlichen Verhältnissen genügend genau entspricht, als aber auch einfach genug analytisch behandelt werden kann.

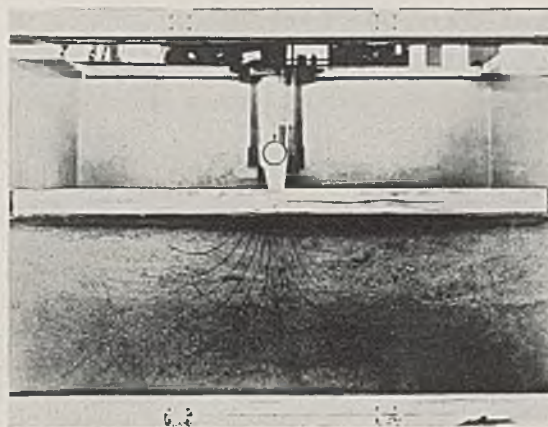


Abb. 1.

#### a) Versuchsdurchführung.

Eine sehr schöne Darstellung dieser Bewegungsvorgänge erhält man, wenn man einen Modellversuch hinter Glas photographiert. Bei diesen von Geheimrat Hertwig durchgeführten Versuchen wurde Sand in einen Kasten von 1,2·0,6 m Grundfläche und 0,75 m Höhe eingebracht, dessen Vorderwand durch eine 15 mm starke Glasscheibe ersetzt war. Ein Teil der Sandkörner war rot gefärbt worden, um die photographische Darstellung der Bewegung der einzelnen Körner zu erleichtern. Zum Schutze und zur Verstärkung der Glasscheibe war in der Längsrichtung ein Vierkantholz angebracht worden. Als Belastungsplatte wurde eine Stahlplatte verwendet, die über eine Stahlkugel zentrisch belastet wurde. Der Druck selbst wurde mit einer hydraulischen Presse erzeugt; die Einsenkung der Platte war an einer Meßuhr (System Meißner, Freiberg/Sachsen, Meßbereich 10 cm, Ablesegenauigkeit  $\frac{1}{10}$  mm) leicht abzulesen.

Während des Versuches wurden nun Zeitaufnahmen gemacht, und zwar wurde auf Grund der Belastungs-Setzungskurve der Versuchsverlauf in eine Reihe einzelner Zeitabschnitte unterteilt, so daß durch die einzelnen Zeitaufnahmen der Vorgang der Umlagerung der einzelnen Körner infolge der äußeren Belastung in den einzelnen Phasen gut studiert werden konnte. In der Aufnahme stellen sich dabei die in Ruhe gebliebenen Sandkörner als scharfe Punkte dar, während die Bewegungslinien der Sandkörner als Striche erscheinen. Abb. 1 zeigt eine Aufnahme im Versuchsanfang, also bei geringen Belastungen, Abb. 2 ist nach Überschreiten der Grenztragfähigkeit, also im Bruchzustande, aufgenommen. Die

<sup>1</sup> Mitteilungen aus dem Institut der deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik an der Techn. Hochschule Berlin.

Bewegungsrichtung der Bodenteilchen bei geringen Belastungen deckt sich, das geht aus Abb. 1 sehr klar hervor, mit großer Annäherung mit den Hauptspannungstrajektorien. Diese Hauptspannungstrajektorien sind bei einer unendlich langen Streifenlast Scharen von Hyperbeln und Scharen dazu konfokaler Ellipsen (3) mit den Randpunkten als gemeinsamen Brennpunkten (Abb. 3). Die in Abb. 1 eingezeichneten „Kraftlinien“ sollen die Bewegungsrichtungen verdeutlichen. In Abb. 2 ist dann die Richtung der Gleitlinien beim seitlichen Ausweichen des Sandes ebenfalls nach-

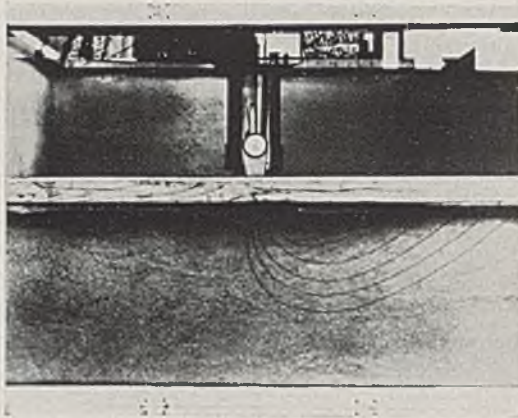


Abb. 2.

gezeichnet. Es war bei diesen Versuchen schwer, symmetrische Gleitflächen nach beiden Seiten hin zu erzielen, eine Erscheinung, die auch schon K r e y bei ähnlichen Versuchen (7) feststellte und die er dahingehend deutete, daß die geringste Ungleichmäßigkeit zur einseitigen Ausbildung der Gleitflächen und damit zu einer geringen seitlichen Verschiebung der Lastplatte führt. Bei den unter III, 1. genannten Versuchen wurde auf Grund dieser Erfahrungen infolgedessen von vornherein auf eine Zentrierung der Last durch eine Kugel verzichtet und damit der Platte gewissermaßen eine Führung gegeben.

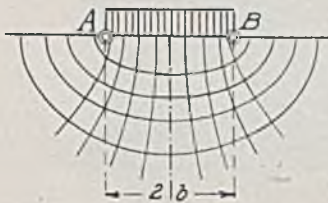


Abb. 3.

b) Die logarithmische Spirale als Gleitkurve.

Die Form der Gleitflächen, das geht aus den Versuchen klar hervor, deckt sich überraschend gut mit den eingezeichneten logarithmischen Spiralen. Es ist im Laufe der letzten 40 Jahre wiederholt auf diese geometrische Kurve und ihre Eigenschaften im Zusammenhang mit den Gleitflächen hingewiesen worden; das erstmal von S c h r o e d e r in seiner Abhandlung über die Berechnung des Eisenbahnoberbaues<sup>1</sup>, weiterhin von Z i m m e r m a n n (2) in der Theorie des Eisenbahnoberbaues, zuletzt von R e n d u l i c (11). Die Gleichung der logarithmischen Spirale lautet:

$$r = a_1 \cdot e^{m \varphi}.$$

Hierin bedeuten:

- r = Radiusvektor,
- $\varphi$  = Neigung des Polstrahles gegen die Abszisse,
- m =  $\text{tg } \varrho$ , worin  $\varrho$  der Winkel zwischen dem Polstrahl und der Normalen auf der Kurve ist,
- $a_1$  = ist der Teil der Abszisse, gemessen vom Pol der Kurve aus, der bei  $\varphi = 0$  von der Spirale abgeschnitten wird.

Wird nun  $m = \text{tg } \varrho$  so gewählt, daß  $\varrho$  dem Winkel der inneren Reibung des betreffenden Bodens entspricht, dann fallen alle Resultierenden aus Reibung und Normalkraft am Umfang mit dem Radiusvektor zusammen, gehen also durch den Pol der Kurve. In die Momentengleichung mit dem Pol als Momentennullpunkt gehen

<sup>1</sup> Hertwig, A.: J. W. Schwedler, sein Leben und sein Werk. Berlin 1930, S. 133.

dann nur noch die Momente aus Eigengewicht des Erdkörpers und aus der Auflast hervor, während die Reibungskräfte am Umfang kein Moment mehr erzeugen. Dadurch wird die Momentengleichung äußerst einfach, im Gegensatz zu dem häufig angewendeten anderen Verfahren, das kreiszylindrische Gleitflächen annimmt. Bei diesen Kurven mußte die Kreisscheibe in eine Reihe einzelner lotrechter Lamellen aufgeteilt werden; aus dem Normaldruck und dem Reibungsbeiwert ergab sich dann das jeweilige Drehmoment um den angenommenen Mittelpunkt des Kreises. Die Momentengleichung umfaßte damit außer den Momenten aus den Eigengewichten der Lamellen auch noch die Momente aus den Reibungskräften am Umfang der Kreisscheibe. Demgegenüber bieten sich also bei Anwendung der logarithmischen Spirale als Gleitkurve erhebliche Vereinfachungen. Als Momentennullpunkte bzw. als Pole der Spiralen wählt man zweckmäßig die beiden äußeren Randpunkte der Lastplatte. Das Standsicherheitsproblem läßt sich dann aus Symmetriegründen so betrachten, daß ein Gleitkörper mit der halben Auflast im Gleichgewicht stehen muß. Man trägt sich, wie Abb. 4 zeigt, unter der Lastplatte ein Dreieck mit einer Neigung der nach unten gerichteten Seiten von  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}$  gegen die Waagerechte auf und zeichnet durch die Spitze dieses Dreiecks

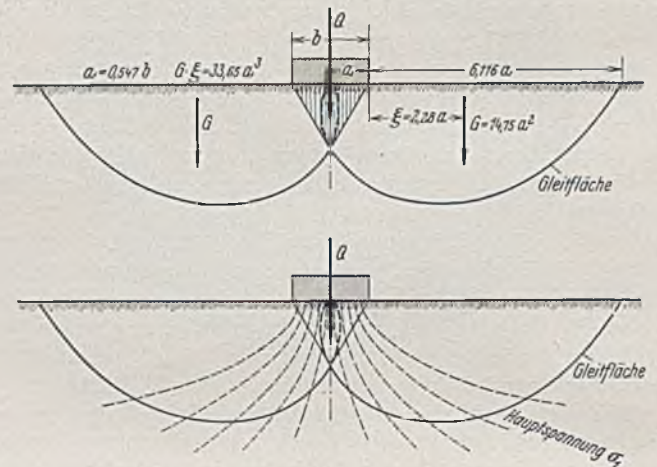


Abb. 4.

dann die Spiralen entsprechend dem jeweiligen Reibungsbeiwert des Bodens. Für den bei diesen Vorversuchen benutzten Fein- und Mittelsand ( $\varrho = 30^\circ$ ) sind die Konstanten in die Abb. 4 eingetragen. Das Eigengewicht des Erdkeils unter der Lastplatte rechnet man zur Vereinfachung zu der Auflast zu. Um den Randpunkt als Momentennullpunkt drehen dann im antreibenden Sinne die Auflast bis zur Symmetrieachse mit dem entsprechenden Hebelarm, im widerstehenden Sinne  $G \cdot \xi$ . Bei Standsicherheit muß dieses letztere Drehmoment kleiner sein als das erste. Die Kohäsion, die natürlich berücksichtigt werden kann, ist bei diesen Versuchen, die mit reinem Sand durchgeführt wurden, praktisch = 0 und kann außerhalb der Betrachtungen gelassen werden.

Die Versuche wurden deshalb hier etwas ausführlicher geschildert, weil sie zeigen, daß die logarithmische Spirale mit ihren rechnerischen Vorteilen auch der wirklichen Form der Gleitfläche bei diesen Modellversuchen sehr nahe kommt und deshalb mit großer Berechtigung für die unter III, 2. noch eingehender zu behandelnden Fragen benutzt werden darf.

III. Die Tragfähigkeit endlich begrenzter Fundamentplatten.

Die Schwierigkeit, die bei allen diesen Belastungsversuchen besteht, liegt darin begründet, daß solche Versuche wohl nur in geschlossenen Räumen durchgeführt werden können; denn nur dann bleibt man von Wind und Wetter unbeeinträchtigt, kann die Messungen mit genügender Genauigkeit durchführen und ist schließlich in der Wahl des Versuchsmaterials unabhängiger. Auf der anderen Seite muß man bei Modellversuchen leider mit entsprechend kleineren Abmessungen arbeiten, da anderenfalls die erforderlichen Kräfte zu groß würden. Hinzu kommt, daß bei den

hier beschriebenen Versuchen die Abmessungen der Versuchsgeräte begrenzt und vorgeschrieben wurden durch die Maße des vorhandenen Versuchskastens.

freien Winkeleisen angebracht waren, an den Eckpunkten auf  $\frac{1}{20}$  mm genau abgelesen. Abb. 6 zeigt die Gesamtversuchsanordnung.

1. Versuche zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit und Gleitflächenbildung.

a) Versuchseinrichtung.

Den eigentlichen Versuchen gingen einfache Vorversuche in einem Behälter 0,60 m Dmr. und 0,50 m Tiefe voraus. Die Belastung erfolgte in einfachster Weise über einem Hebel mit angehängten Gewichten. Bei diesen einfachen Versuchen mit ganz kleinen Platten verschiedener Seitenverhältnisse ergaben sich wichtige Hinweise in bezug auf Abmessungen und Anordnung der Versuchseinrichtung, die dann bei der später in Anwendung gebrachten Einrichtung berücksichtigt wurden. Ebenso konnte der Einfluß der Art und Dichte des Versuchssandes schon studiert werden. Die eigentlichen Versuche wurden dann in einem 3,20 · 3,75 m großen und 1,50 m tiefen Kasten durchgeführt. In diesem Kasten wurde der Versuchssand in etwa 15 cm hohen Lagen trocken eingebracht und sorgfältig gestampft. Nachdem die Oberfläche sorgfältig geebnet und abgezogen worden war, wurde die jeweilige Versuchsplatte direkt aufgelegt. Die Abmessungen der einzelnen Versuchsplatten gehen aus nachstehender Zusammenstellung hervor:

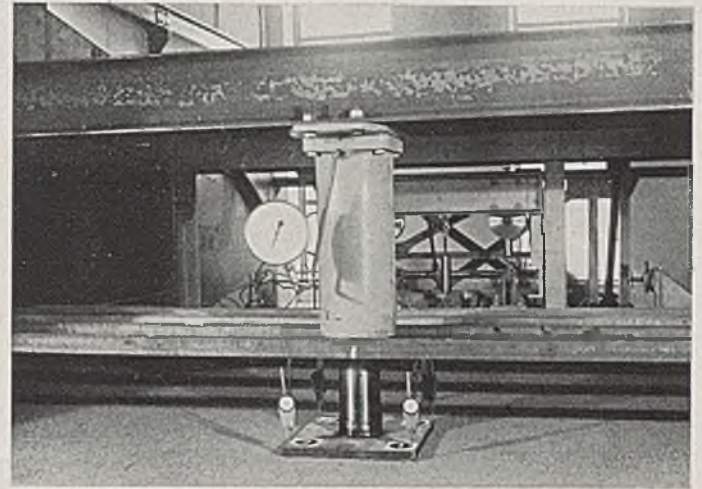


Abb. 6. Versuchseinrichtung.

Zahlentafel 1.

Fläche (cm <sup>2</sup> )	Seitenverhältnis					F/u (cm)				
	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5
1600	40,0 · 40,0	28,3 · 56,5	23,1 · 69,2	20,0 · 80,0	17,9 · 89,4	10,0	9,45	8,67	8,0	7,45
900	30,0 · 30,0	21,2 · 42,4	17,3 · 52,0	15,0 · 60,0	13,4 · 67,1	7,5	7,05	6,5	6,0	5,59
400	20,0 · 20,0	14,1 · 28,3	11,5 · 34,7	10,0 · 40,0	9,0 · 44,7	5,0	4,72	4,33	4,0	3,72

Die Abmessung der größten Platte 40,0 · 40,0 cm ergab sich zwangsläufig aus den Maßen des Versuchskastens und der Bedingung, daß der Versuch keinesfalls durch die Wandnähe irgendwie beeinflußt werden dürfte. Gerade die Tatsache, daß zahlreiche solcher Versuche mit zu großen Lastplatten in zu kleinen Behältern durchgeführt werden, erklärt, warum bei einigen in der Literatur beschriebenen Versuchen so hohe Werte für die Tragfähigkeit gefunden wurden. In diesen Fällen stützen sich die Gleitkörper gegen die Kastenwände ab und verzögern dadurch den Bruchzustand.

b) Versuchsmaterial.

Bei den unter a) beschriebenen Vorversuchen hatte es sich gezeigt, daß ein Bruch, d. h. ein plötzliches Einsinken der Lastplatte nur erfolgt, wenn der Sand dicht gelagert ist und daß bei zu lockerem Material die Platte versinkt, ohne daß eine Grenzbelastung festzustellen ist, weiter treten auch keine erkennbaren Gleitflächen auf. Aus diesem Grunde wurde von vornherein ein Versuchsmaterial gewählt, das in eine sehr dichte Lage zu bringen ist und demnach verhältnismäßig ungleichförmig sein muß. Abb. 7 zeigt die Kornverteilungskurve des verwendeten Materials: vorwiegend Grobsand 0,5—2 mm, 14 % Mittelsand 0,2—0,5 mm und etwa 25 %

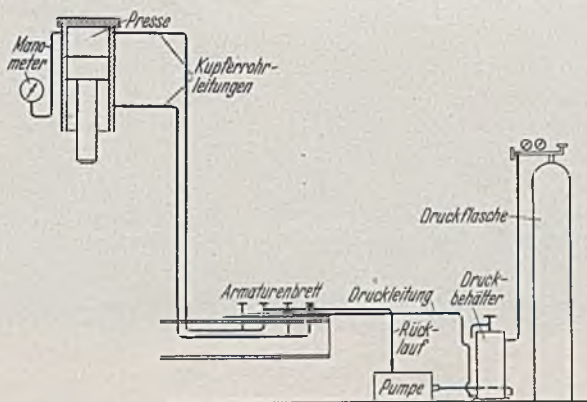


Abb. 5. Schaltschema.

Die Belastung der Platten erfolgte durch eine hydraulische Presse, und zwar drückte der Stempel der Presse direkt (ohne Zentrierung) auf die Plattenmitte. Auf diese Art wurde ein Verkanten der Platte im allgemeinen vermieden. Da bei allen diesen Pressen der Druck bei der geringsten Setzung der Lastplatte sofort abnimmt, wurde die Einrichtung durch Einschalten einer Druckluftflasche so umgebaut, daß der Druck bei jeder Laststufe konstant gehalten werden konnte (Abb. 5). Der jeweilige Druck wurde an einem Manometer abgelesen. Als Widerlage der Presse dienten zwei an den Wänden des Kastens verschraubte [ 22. Die Einsenkung der Platten wurde an vier Meßuhren, die an spannungs-

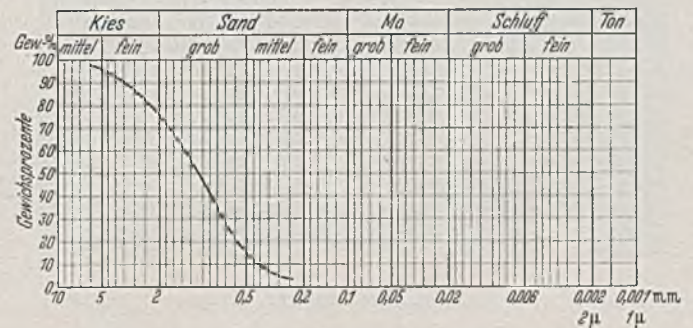


Abb. 7. Kornverteilung.

feinkies 2—5 mm. Der Reibungsbeiwert dieses Sandes liegt bei 32,5°, er wurde aus mehreren Versuchen im Rahmenscherapparat nach A. Casagrande ermittelt. Bei der Kornzusammensetzung des Materials war zu erwarten, daß der Reibungsbeiwert bei den einzelnen Versuchen schwankt; der angegebene Wert darf aber wohl als einwandfreie Grundlage für die weiteren Berechnungen angesehen werden.

Die Lagerungsdichte des Sandes, d. h. also Porenvolumen und Raumgewicht, wurde nach jedem Versuch an Hand von vier in den Ecken des Kastens entnommenen ungestörten Bodenproben bestimmt. Es ergab sich, daß die Lagerungsdichte bei den einzelnen

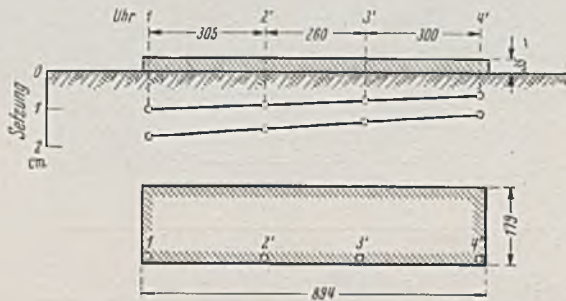
Versuchen nur wenig schwankt: das aus vielen Versuchen gemittelte Raumgewicht des trockenen Sandes betrug  $\gamma = 1,788 \text{ t/m}^3$ , das Porenvolumen (= Hohlraumvolumen im Verhältnis zum Gesamtvolumen) lag bei 32,5%. Als weitere Kennziffern des Versuchssandes wurden das Porenvolumen  $n_0$  der lockersten Lagerung (trocken, lose eingelaufen) und das der dichtesten Lagerung  $n_d$  (naß eingeschlämmt und eingerüttelt) ermittelt:

$$n_0 = 40,3\% \quad n_d = 28,8\%$$

Damit ergibt sich die relative Dichte

$$P_v = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \cdot 100 = \frac{40,3 - 32,5}{40,3 - 28,8} \cdot 100 = 67,9\%$$

d. h. der Sand war zu etwa 68% der theoretischen Höchstverdichtung verdichtet. Weitere Einzelheiten über die Bestimmung dieser Kennziffern sind in der Literatur zu finden (12).



Beobachtung der Durchbiegung  
Abb. 8. Durchbiegungsversuch.

c) Durchführung der Versuche und Ergebnisse.

Die Durchführung der Versuche sei kurz beschrieben: Nachdem der trockene Versuchssand in dünnen Lagen eingebracht, gestampft und abgeglichen war, wurden die jeweilige Lastplatte und die Belastungsvorrichtung (Presse) eingebaut und die Meßuhren



Abb. 9. Bruchzustand Kreis.

an den vier Eckpunkten angebracht. Die Laststeigerung betrug 1 at, das entspricht bei den einzelnen Lastplattengrößen von 1600, 900 und 400 cm<sup>2</sup> einer Einheitsbelastung von 0,103, 0,183 und 0,413 kg/cm<sup>2</sup>. Nach jeder Laststeigerung trat eine bei geringen Belastungen kleine, bei stärkeren Lasten dann größere Setzung der Lastplatte auf, die bei konstanter Auflast anfangs sehr schnell vor sich ging, um dann langsam abzuklingen. Nach dieser Beruhigung wurde dann die Last wieder um eine Atmosphäre gesteigert. Da bei dem verwendeten, vollkommen nichtbindigen Material eine zeitliche Verzögerung der Setzung nicht in Betracht kam, trat dieser Beruhigungszustand verhältnismäßig bald ein, so daß die Durchführung eines Versuches rund eine Stunde Zeit erforderte. Bei Überschreiten der schon mehrfach besprochenen Grenzbelastung

trat, wenigstens bei den rechteckigen Platten, ein ruckartiges, plötzliches Einsinken der Platte auf unter Druckabfall am Manometer, wobei sich an den Seiten gleichzeitig der Boden aufwölbte. Nach einem gewissen Maß des Absinkens kam die Bewegung wieder zur Ruhe, am Manometer war gleichzeitig ein Anstieg des Druckes zu beobachten. Es war jetzt wieder möglich, die Last um ein gewisses Maß weiter zu steigern, bis ein neuer Bruchzustand eintrat und die Platte unter gleichzeitiger Aufwölbung eines zweiten Gleitkörpers

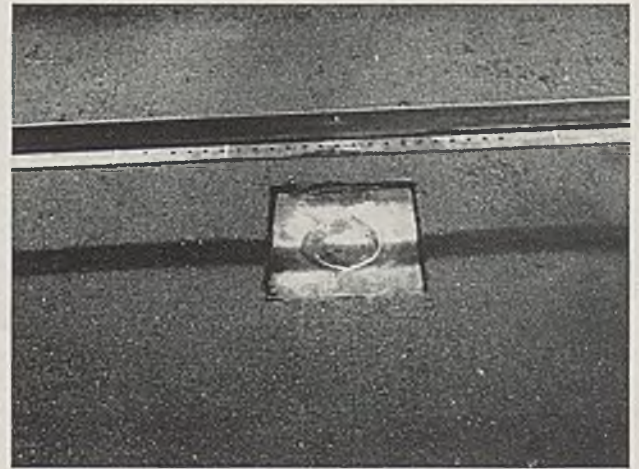


Abb. 10. Bruchzustand Quadrat.

erneut absank. Um den genauen Verlauf der Aufwölbung der Sandoberfläche auch bei den Platten, bei denen keine scharfen Gleitflächenbildung auftrat, studieren zu können, wurde nach Abschluß des Versuches die gesamte Sandoberfläche eingemessen, indem von einem Meßträger aus die Höhenveränderung der Schnittpunkte eines dichten Quadratnetzes ermittelt wurde.

Ein kurzer Vorversuch diente der Feststellung, ob nicht durch eine Durchbiegung der verhältnismäßig langgestreckten Platten



Abb. 11. Bruchzustand Rechteck.

eine Trübung der Versuchsergebnisse zu erwarten waren. Es zeigte sich jedoch, daß die Einsenkungen von vier an der Längsseite der Platte angebrachten Uhren sich durch eine Gerade verbinden lassen (Abb. 8), so daß eine nennenswerte Durchbiegung der elastisch gestützten Platte unter der Einzellast nicht eintrat.

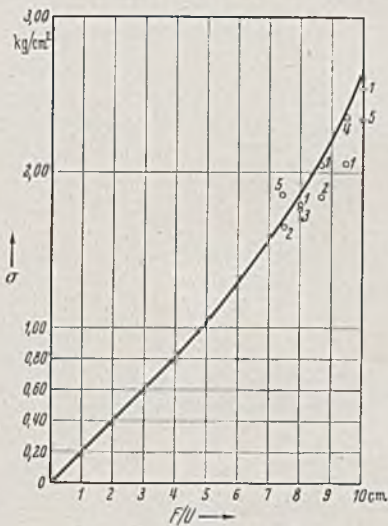
Im Verlauf des Versuches ergab sich ein deutlich wahrnehmbarer Unterschied zwischen langgestreckten Platten und solchen mit gedrungener Form, also Quadrat- und Kreisform. Bei ersteren erfolgte der Bruch nach Überschreiten des Grenzzustandes wie schon beschrieben unter deutlichem Auftreten von Gleitflächen an den Längsseiten der Platte und gleichzeitigem Druckabfall. Bei den gedrungeneren Platten war dagegen häufig der Bruchzustand überhaupt nicht klar erkennbar, denn eine klare Gleitflächenbil-

dung trat nicht ein, vielmehr wölbte sich der Boden nur kontinuierlich an den Rändern der Platte empor. Den charakteristischen Unterschied in der Bruchbildung zeigen die Abb. 9, 10 und 11. Im Zusammenhang mit dieser Verschiedenheit der äußeren Erscheinungen ergab sich auch ein Unterschied der Werte der Grenztragfähigkeit bei den einzelnen Flächenformen bei gleicher Flächengröße. Nach den Ergebnissen dieser, wie auch früher in der Literatur veröffentlichten, ähnlichen Versuchen (8) trägt eine Platte um so weniger, je schlanker sie wird. Im Extremfall wird bei einer Linienlast die Tragfähigkeit = 0. Die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Flächenform, wie sie sich bei diesen Versuchen ergab, ist in den Abb. 12, 13 und 14 für die einzelnen Flächengrößen von 1600, 900 und 400 cm<sup>2</sup> aufgetragen. Die jeweilige

bildet sich bei der Linienlast überhaupt kein Gleitkörper mehr, die Setzungen sind bei der kleinsten Last > 0 theoretisch unendlich, während sich bei der Kreisplatte der größte Gleitkörper bilden muß und somit der größte Erdkörper erfaßt wird, der einer Setzung Widerstand leistet. Offensichtlich ist also maßgebend für die Grenztragfähigkeit die kleinste Seitenlänge bei Rechtecken, bei Kreisen die Durchmessergröße.

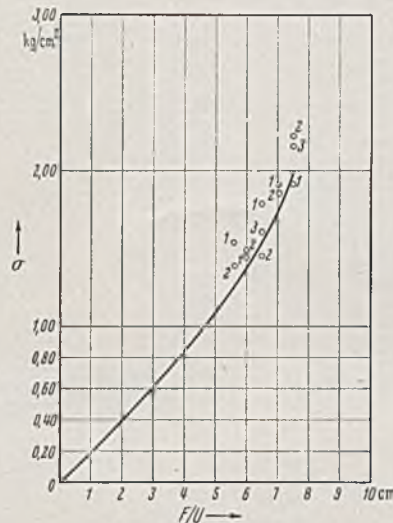
2. Rechnerische Nachprüfung der Versuchsergebnisse.

Die Versuchsergebnisse, dargestellt in den Abb. 12, 13, 14 weisen darauf hin, daß zwischen der Grenztragfähigkeit und der Form der Lastfläche eine klare Gesetzmäßigkeit besteht. Es lag daher nahe, nach einem Verfahren zu suchen, das eine rechnerische Überprüfung und Bestätigung dieser Ergebnisse liefert, das weiterhin in seinen Voraussetzungen genügend genau mit den Beobachtungen übereinstimmt



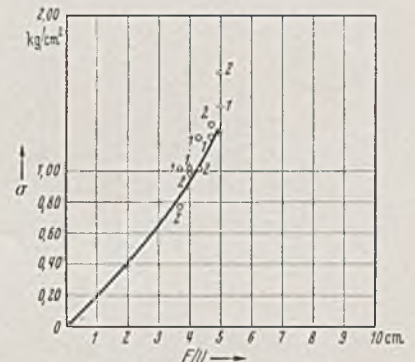
Serie I F = 1600 cm<sup>2</sup>

Abb. 12.



Serie II F = 900 cm<sup>2</sup>

Abb. 13.



Serie III F = 400 cm<sup>2</sup>

Abb. 14.

Grenzbelastung in kg/cm<sup>2</sup> ist auf der Ordinate aufgetragen, die Flächenform wurde durch das Verhältnis von F/u Fläche: Umfang ausgedrückt. Je größer mithin F/u wird, um so gedrungener ist die Fläche; das Maximum erreicht F/u bei einer Kreisplatte. Die einzelnen eingetragenen Kreise geben die Ergebnisse der zahlreichen Versuche wieder; jeder Versuch wurde, um Zufälligkeiten auszuschalten, mindestens zweimal durchgeführt. Die größten Streuungen stellten sich bei der Lastfläche von 1600 cm<sup>2</sup> ein; es läßt sich jedoch sagen, daß sich die Versuchsergebnisse aller Serien recht gut um eine Kurve gruppieren, die durch den Nullpunkt geht und im unteren Bereich mit großer Annäherung durch eine Gerade ersetzt werden kann. Über die Bedeutung dieser Kurven soll später noch eingehender gesprochen werden. Überraschend bei diesen Versuchen ist einmal die starke Abhängigkeit der Grenztragfähigkeit von der Flächenform, zum anderen aber auch die niedrigen Werte der Grenztragfähigkeit überhaupt. Demnach trägt eine quadratische Fundamentfläche bei allen diesen Versuchen etwa 50% mehr als eine Fundamentfläche gleichen Flächeninhalts, aber mit dem Seitenverhältnis 1:5. Weiterhin ist aber erstaunlich, wie niedrig der absolute Wert für die Belastung einer Sandschüttung an der Oberfläche liegt. Bei einer Flächengröße von 1600 cm<sup>2</sup>, der größten der verwendeten Flächen, trat der Bruch bei der Kreisfläche schon bei etwa 2,6 kg/cm<sup>2</sup> ein. Für die Praxis ergibt sich hieraus die Folgerung, die zulässige Belastung, die ja nur einen gewissen Bruchteil der Grenzbelastung ausmachen darf, bei schmalen Fundamenten mit geringer Einbindetiefe gegenüber den üblichen Werten zu reduzieren, da in den heute gebräuchlichen Handbüchern und Vorschriften (DIN 1054) auf diese neueren Erkenntnisse noch nicht Rücksicht genommen ist. Ein ähnliches Ergebnis liefert die Betrachtung der Belastungs-Setzungs-Diagramme: Je größer die Belastung, desto mehr setzt sich bei gleicher Flächengröße die schlanke Fundamentform gegenüber der gedrungeneren Platte. Auch diese Erscheinung wird leichter verständlich, wenn man zur Deutung des Bruchzustandes die Gleitkörper, von denen noch ausführlicher gesprochen werden wird, heranzieht; im Extrem

und schließlich in seiner mathematischen Behandlung nicht zu kompliziert ist. Unter II b wurde eine geometrische Kurve besprochen, deren Eigentümlichkeiten schon wiederholt zu vereinfachten Rechnungen benutzt wurden. Es schien daher angebracht, die logarithmische Spirale auch für dieses zweiachsiale Problem heranzuziehen und ihre Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu überprüfen. Abb. 2 zeigt die gute Übereinstimmung der theoretischen mit der tatsächlichen Gleitkurve bei einer unendlich langen Streifenlast. Bei den Versuchen mit endlich begrenzten Streifenplatten ergab sich, daß die Abweichungen von der logarithmischen Spirale als Gleitkurve um so größer wurden, je mehr sich die beiden Seitenlängen angleichen. In den Abb. 15, 16 und 17 unten sind für das Quadrat, für die Platten 1:3 und 1:5 vergleichsweise die logarithmischen Spiralen im Vergleich zu der gemessenen Aufwölbung der Sandoberfläche aufgezeichnet. Daneben wurde auch noch der Kreis als Gleitkurve eingezeichnet, der bei vielen Standsicherheitsuntersuchungen herangezogen wird. Wie man sieht, hat bei allen Platten die logarithmische Spirale mehr Berechtigung in Anwendung gebracht zu werden, als der Kreis. In der Abb. 17 ist, wie auch auf der Photographie dieses Versuches in Abb. 11 erkenntlich, besonders charakteristisch, daß die Linie des Aufbruches etwa parallel den Längsseiten der Platte erfolgt, daß dagegen an den Stirnseiten dieses, wie auch der anderen Versuche nur Aufwölbungen mit der größten Hebung an der Plattenkante zu beobachten sind. Dieses Bild gab nun zu folgender Deutung Anlaß:

Von jeder der vier Lastplattenkanten aus erstreckt sich unter dem Winkel  $\pi/4 + \varrho/2$  ( $\varrho$  = Reibungswinkel der Schüttung) eine Gleitebene. Alle vier Gleitebenen schneiden sich in Geraden, so daß sich ein von fünf Ebenen begrenzter Körper ergibt, der einem umgekehrten Dachkörper gleicht. Dieser Dachkörper, oder wie er weiter genannt werden soll, der „Gleitkeil“, wird unter der Auflast in die Schüttung hineingedrückt und schiebt nach allen vier Seiten die Bodenteilchen fort. An den Seiten nun, wo der Gleitkeil von Vierecken begrenzt wird, entstehen scharfbegrenzte Gleitkörper,

die sich um die entsprechende Längsseite der Lastplatte herausdrehen. Bei dreieckiger Seitenfläche des Gleitkeils entstehen nur Aufwölbungen, wie sich bei allen diesen Versuchen ergab (Abb. 11

als asymptotischen Punkt. Die Gesamtheit aller dieser Spiralen ergibt dann Drehkörper, die wir uns in einzelne Lamellen zerlegt denken. Die in der Spirale liegende Randfläche der Gesamtheit der Lamellen erreicht bei den Spiralen ein Minimum, die sich aus den

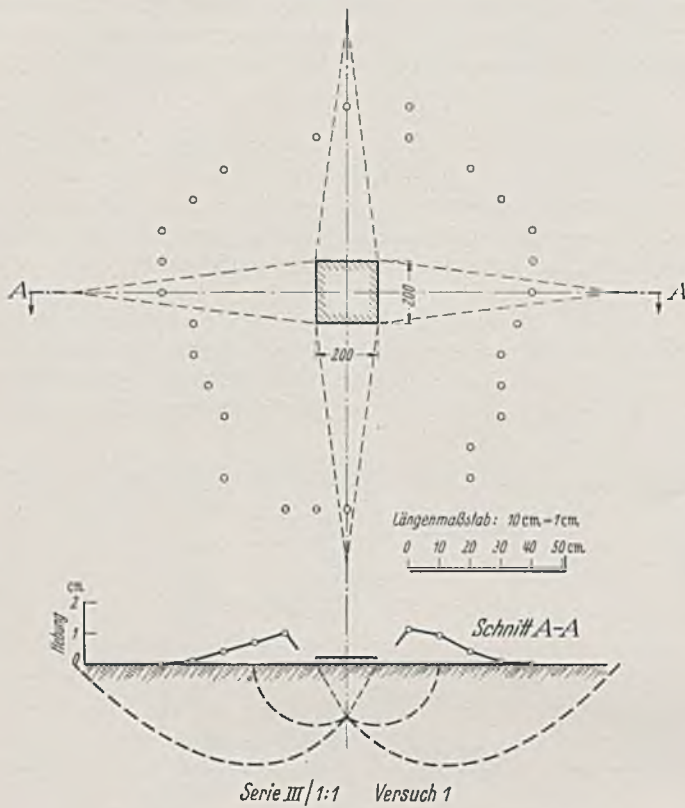


Abb. 15. Vergleich mit theoret. Aufbruchkörper.

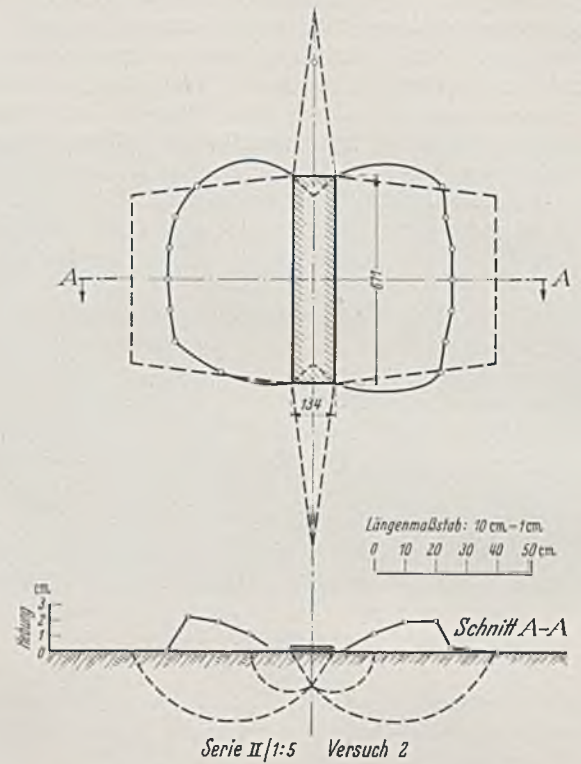


Abb. 17. Vergleich mit theoret. Aufbruchkörper.

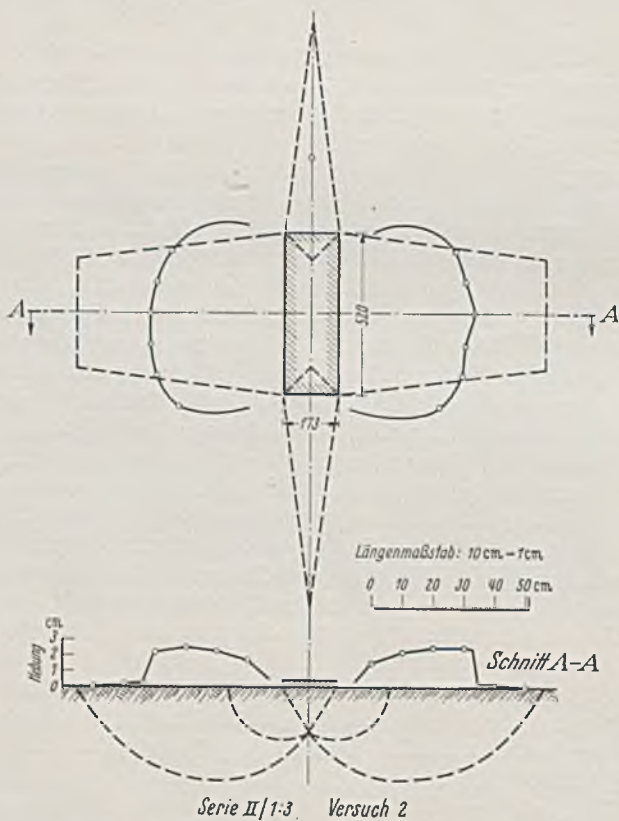


Abb. 16. Vergleich mit theoret. Aufbruchkörper.

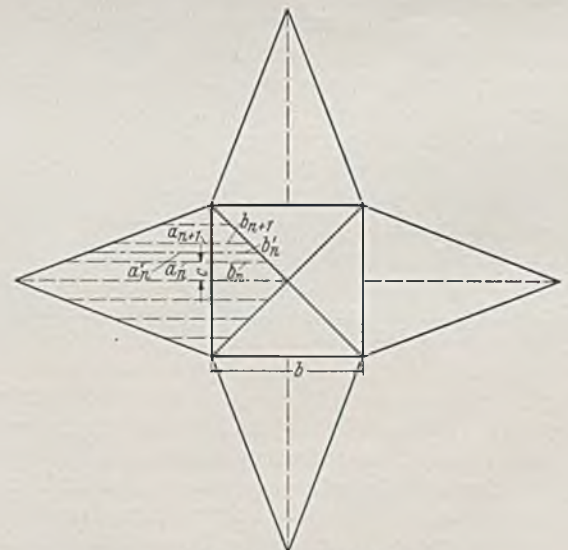


Abb. 18. Quadratplatte.

und 19). Der Grund für die Verschiedenheit der Erscheinungen bei viereckiger und dreieckiger Seitenfläche des Gleitkeils, also zwischen Längsseite und Schmalseite der Lastfläche, ist wie folgt zu suchen: Von jedem Punkt der First sowie der Gratlinien denkt man sich in einer Ebene senkrecht zu der jeweiligen Plattenkante die logarithmische Spirale gezogen, mit der unteren Plattenkante

der einzelnen Körnchen nicht erfolgt, werden bei quadratischen Platten die Umfangskräfte so groß, daß kein Abscheren auf der Gleitfläche mehr eintritt, sondern die Sandteilchen im Innern der Gleitkörper verlagern sich infolge der durch die Auflast herbeigeführten Bodenverdrängung. Dadurch erklärt sich auch, warum bei Streifenlasten die größte Aufwölbung am weitesten von der Plat-

tenkante entfernt, bei quadratischen Platten dagegen direkt an der Plattenkante zu beobachten war. In dieser Erklärung liegt auch begründet, warum eine Übertragung der noch zu besprechenden Rechnungsmethode auf Fundamente mit großen Abmessungen nicht ohne weiteres zugänglich ist.

Nach diesen Deutungen der im Gleitzustand auftretenden Vorgänge ist nun ohne weiteres einleuchtend, daß bei viereckigen Platten gleicher Fläche das Quadrat die größte Tragfähigkeit aufweist, da es eben eine Pyramide als Gleitkeil mit einem Maximum an Umfangsreibung bei den Gleitkörpern aufweist. Es tritt infolgedessen hier die größte Umlagerung der Sandkörner gegeneinander auf, zu deren gegenseitige Verschiebung ein Maximum an Kraft, also Auflast, erforderlich ist.

Unter diesen geschilderten Annahmen und geometrischen Voraussetzungen wurden nun die bislang geschilderten Versuche nachgerechnet. Jeder der Gleitkörper wurde in Lamellen zerlegt gedacht, die gegeneinander keine Bewegung ausführen, ebenso wie es die Standsicherheitsuntersuchungen mit kreiszylindrischer Gleitfläche voraussetzen.

Die Werte für die Konstanten der Spirale

$$r = a_1 \cdot e^{m\varphi}$$

sind bei dem verwendeten Versuchsmaterial mit  $\varphi_1 = 32,5^\circ$

$$a_1 = 7,3964 \quad a = 3,8939 \text{ b}$$

Flächeninhalt von  $\varphi = 0$  bis  $\varphi = -118^\circ 45'$   $F = 5,525 \text{ b}^2$   
Schwergewichtsabstand  $\xi = 2,57 \text{ b}$  (b = Plattenbreite).

Die Momentengleichung für den Gleichgewichts-Grenz-stand lautet (Abb. 18):

$$\sum \Delta P \cdot \frac{b}{2} = \sum F \cdot \gamma \cdot c \cdot \xi$$

$$\sum \Delta P = \sum \frac{2\xi}{b} \cdot \gamma \cdot F \cdot c$$

In den nachfolgenden Zahlentafeln sind nun die Werte für die einzelnen verwendeten Plattenabmessungen errechnet:

I. Serie I/I: I Plattenabmessungen 40·40 cm

$$\begin{aligned} \sum \Delta P &= \sum \frac{2\xi}{b} \cdot \gamma \cdot F \cdot c \\ &= \frac{2 \cdot 2,57 \cdot b}{b} \cdot 1,788 \cdot 10^{-3} \cdot 5,525 \text{ b}^2 \cdot c \\ &= 10^{-3} \cdot 50,7 \cdot 4,0 \cdot b^2 \\ \sum \Delta P &= \frac{k \cdot c \cdot b^2}{c \cdot b^2} \end{aligned}$$

a <sub>n</sub> (cm)	a <sub>n'</sub> (cm)	b <sub>n</sub> (cm)	b <sub>n'</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>3</sup> )	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
155,9		40	36	10 <sup>-3</sup> ·50,7	4,0	1296	262,5
124,8	140,4	32	28	10 <sup>-3</sup> ·50,7	4,0	784	159,0
93,5	109,2	24	20	10 <sup>-3</sup> ·50,7	4,0	400	81,1
62,3	77,9	16	12	10 <sup>-3</sup> ·50,7	4,0	144	29,2
31,2	46,8	8	4	10 <sup>-3</sup> ·50,7	4,0	16	3,2

$$\sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 535,0$$

$$P_{I/I:1} = 4270 \text{ kg}$$

$$\sigma_{I/I:1} = 2,67 \text{ kg/cm}^2$$

I/I:2 Plattenabmessungen 56,5·28,3 cm

a <sub>n</sub> (cm)	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
110,0		28,3	25,5	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,83	650	93,2
88,0	99,0	22,6	19,8	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,83	392	56,2
66,1	77,0	17,0	14,2	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,83	202	29,0
44,0	55,0	11,3	8,5	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,83	72,2	10,35
22,0	33,0	5,7	2,9	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,83	8,4	1,20

$$\sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 189,95$$

$$8 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 1519,60 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen

$$\begin{aligned} 110,0 \quad 28,3 \quad 50,7 \cdot 10^{-3} \quad 28,2 \quad 800 \quad 1142 \\ 2 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 2284 \text{ kg} \\ P_{I/I:2} = 3803,6 \text{ kg} \\ \sigma_{I/I:2} = 2,38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

I/I:3

Plattenabmessungen 69,2·23,1 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
89,9		23,1	20,9	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,31	436	51,0
72,0	80,9	18,6	16,3	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,31	266	31,1
54,0	63,0	14,0	11,7	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,31	137	16,02
36,0	45,0	9,3	7,0	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,31	49	5,74
18,0	27,0	4,7	2,4	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,31	5,75	0,67

$$\sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 104,53$$

$$8 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 838 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$$\begin{aligned} 89,9 \quad 23,1 \quad 50,7 \cdot 10^{-3} \quad 46,1 \quad 531 = 1240 \\ 2 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 2480 \quad P_2 = 2480 \text{ kg} \\ P_{I/I:3} = 3318 \text{ kg} \\ \sigma_{I/I:3} = 2,07 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

I/I:4

Plattenabmessungen 200·800 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
78,0		20	18	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,0	324	32,8
62,3	70,2	16	14	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,0	196	19,87
46,7	54,5	12	10	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,0	100	10,13
31,2	39,0	8	6	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,0	36	3,65
15,6	23,4	4	2	50,7·10 <sup>-3</sup>	2,0	4	0,41

$$\sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 66,86$$

$$8 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 534,88$$

$$P_1 = 535 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen

$$\begin{aligned} 78,0 \quad 20 \quad 150,7 \cdot 10^{-3} \quad 60,0 \quad 400 \quad 1216 \\ 2 \cdot \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 2432,0 \text{ kg} \\ P_{I/I:4} = 2967,0 \text{ kg} \\ \sigma_{I/I:4} = 1,85 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

I/I:5

Plattenabmessungen 89,4·17,9 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
69,7		17,9	16,1	50,7·10 <sup>-3</sup>	1,79	259	23,5
55,8	62,8	14,3	12,02	50,7·10 <sup>-3</sup>	1,79	144	13,03
41,8	48,8	10,73	8,95	50,7·10 <sup>-3</sup>	1,79	80	7,25
27,9	34,9	7,16	5,37	50,7·10 <sup>-3</sup>	1,79	28,8	2,61
13,95	20,9	3,58	1,79	50,7·10 <sup>-3</sup>	1,79	3,2	0,29

$$\sum k \cdot c \cdot b_n^2 = 46,70$$

$$8 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 3736 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$$\begin{aligned} 69,7 \quad 17,9 \quad 50,7 \cdot 10^{-3} \quad 71,5 \quad 320 \quad 1159 \\ 2 \sum k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 2318 \text{ kg} \\ P_{I/I:5} = 2692 \text{ kg} \\ \sigma_{I/I:5} = 1,68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

<sup>1</sup> Es wird bei diesen Nachrechnungen zur Einfachheit angenommen, daß die Richtung der Umfangskräfte in die Ebene der Lamellen fällt.

II/I:1 Plattenabmessungen 30,0·30,0 cm

$$\sum \frac{2\xi}{b} \cdot \gamma \cdot F \cdot c = \sum \Delta P = \sum \frac{2 \cdot 2,57 \cdot b}{b} \cdot 1,788 \cdot 10^{-3} \cdot 5,525 b^2 \cdot c$$

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
116,7		30	27	10 <sup>-3</sup> ·50,7	3,0	729	111,0
93,3	105,0	24	21	10 <sup>-3</sup> ·50,7	3,0	441	67,1
70,1	81,7	18	15	10 <sup>-3</sup> ·50,7	3,0	225	34,3
46,7	58,4	12	9	10 <sup>-3</sup> ·50,7	3,0	81	12,3
23,3	35,0	6	3	10 <sup>-3</sup> ·50,7	3,0	9	1,4

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 226,1$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 1808,8$   
 $P_{II/I:1} = 1809 \text{ kg}$   
 $\sigma_{II/I:1} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$

II/I:2 Plattenabmessungen 42,4·21,2 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
82,6		21,2	19,1	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,12	365	39,2
66,2	74,4	17,0	14,9	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,12	222	23,9
49,5	57,9	12,7	10,6	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,12	106,1	11,4
33,1	41,3	8,5	6,4	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,12	40,9	4,4
16,5	24,8	4,2	2,1	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,12	4,4	0,5

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 79,4$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 635,2 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$82,6 \quad 21,2 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 2,12 \quad 449 \quad 483$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 966 \text{ kg}$   
 $P_{II/I:2} = 1601 \text{ kg}$   
 $\sigma_{II/I:2} = 1,78 \text{ kg/cm}^2$

II/I:3 Plattenabmessungen 52,0·17,3 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
67,4		17,3	15,6	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,73	243	21,30
53,8	60,6	13,8	12,1	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,73	146,5	12,83
40,5	47,1	10,4	8,7	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,73	75,7	6,64
26,9	33,7	6,9	5,2	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,73	27,0	2,37
13,6	20,3	3,5	1,8	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,73	3,24	0,28

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 43,42$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 347,4 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$67,4 \quad 17,3 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 1,73 \quad 299 \quad 526$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 1052 \text{ kg}$   
 $P_{II/I:3} = 1399 \text{ kg}$   
 $\sigma_{II/I:3} = 1,555 \text{ kg/cm}^2$

II/I:4 Plattenabmessungen 60,0·15,0 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
58,4		15,0	13,5	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,5	182	13,82
46,7	52,6	12,0	10,5	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,5	110,3	8,39
35,1	40,9	9,0	7,5	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,5	56,2	4,27
23,4	29,3	6,0	4,5	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,5	20,3	1,54
11,7	17,6	3,0	1,5	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,5	2,25	0,17

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 28,19$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 225,5 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$58,4 \quad 15,0 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 1,5 \quad 225 \quad 513$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 1026 \text{ kg}$   
 $P_{II/I:4} = 1252 \text{ kg}$   
 $\sigma_{II/I:4} = 1,392 \text{ kg/cm}^2$

II/I:5 Plattenabmessungen 67,1·13,4 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
52,1		13,4	12,06	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,34	14,55	9,88
41,7	46,9	10,72	9,38	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,34	88,0	5,98
31,3	36,5	8,04	6,70	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,34	44,8	3,04
20,9	26,1	5,36	4,02	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,34	6,2	1,10
10,4	15,65	2,68	1,34	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,34	1,79	0,12

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 20,12$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 161 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$52,1 \quad 13,4 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 1,34 \quad 179,5 \quad 489$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 978 \text{ kg}$   
 $\sigma_{II/I:5} = 1,27 \text{ kg/cm}^2$

III/I:1 Plattenabmessungen 200·200 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
78,0		20,0	18	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,0	324	32,90
62,3	70,2	16	14	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,0	196	19,88
46,7	54,5	12	10	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,0	100	10,14
31,1	38,9	8	6	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,0	36	3,65
15,6	23,4	4	2	10 <sup>-3</sup> ·50,7	2,0	4	0,41

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 66,98$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 535,8$

$P_{III/I:1} = 536 \text{ kg}$   
 $\sigma_{III/I:1} = 1,34 \text{ kg/cm}^2$

III/I:2 Plattenabmessungen 28,3·14,1 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
54,90		14,10	12,70	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,41	161	11,50
43,90	49,4	11,29	9,88	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,41	97,5	6,97
32,95	38,43	8,46	7,05	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,41	49,7	3,55
21,95	27,45	5,64	4,23	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,41	17,9	1,28
10,98	16,47	2,82	1,41	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,41	1,99	0,14

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 23,44$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 187,5 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$54,9 \quad 14,10 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 1,41 \quad 199 \quad 143,7$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 287,4 \text{ kg}$   
 $P_{III/I:2} = 475 \text{ kg}$   
 $\sigma_{III/I:2} = 1,19 \text{ kg/cm}^2$

III/I:3 Plattenabmessungen 34,7·11,5 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k·c·b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
44,8		11,50	10,35	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,15	107,0	6,75
35,9	40,35	9,2	8,05	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,15	64,8	3,78
26,9	31,4	6,9	5,75	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,15	33,0	1,93
17,9	22,4	4,60	3,45	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,15	11,9	0,69
8,97	13,44	2,3	1,15	10 <sup>-3</sup> ·50,7	1,32	1,32	0,08

$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 13,23$   
 $8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 105,8 \text{ kg}$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$44,8 \quad 11,5 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 1,15 \quad 132 \quad 155,7$   
 $2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 311,4 \text{ kg}$   
 $P_{III/I:3} = 417 \text{ kg}$   
 $\sigma_{III/I:3} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$



III/1:4 Plattenabmessungen 40,0 · 10,0 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k · c · b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
38,94		10,0	9,0	10 <sup>-3</sup> · 50,7	1,0	81	4,10
31,20	35,07	8,0	7,0	10 <sup>-3</sup> · 50,7	1,0	49	1,98
23,40	27,30	6,0	5,0	10 <sup>-3</sup> · 50,7	1,0	25	1,27
15,6	19,5	4,0	3,0	10 <sup>-3</sup> · 50,7	1,0	9,0	0,46
7,8	11,7	2,0	1,0	10 <sup>-3</sup> · 50,7	1,0	1,0	0,05

$$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 7,86$$

$$8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 62,9 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$$38,94 \quad 10,0 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 30,0 \quad 100 \quad 152,1$$

$$2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 304,2 \text{ kg}$$

$$P_{III/1:4} = 367 \text{ kg}$$

$$\sigma_{III/1:4} = 0,92 \text{ kg/cm}^2$$

III/1:5 Plattenabmessungen 44,7 · 9,0 cm

a <sub>n</sub> cm	a <sub>n'</sub> cm	b <sub>n</sub> cm	b <sub>n'</sub> cm	k kg/cm <sup>3</sup>	c cm	b <sub>n</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	k · c · b <sub>n</sub> <sup>2</sup> kg
35,1		9,0	8,1	10 <sup>-3</sup> · 50,7	0,9	65,5	2,99
28,1	31,6	7,2	6,3	10 <sup>-3</sup> · 50,7	0,9	39,6	1,81
21,1	24,6	5,4	4,5	10 <sup>-3</sup> · 50,7	0,9	20,2	0,92
14,0	17,05	3,6	2,7	10 <sup>-3</sup> · 50,7	0,9	7,3	0,33
7,0	10,5	1,8	0,9	10 <sup>-3</sup> · 50,7	0,9	0,81	0,04

$$\Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = 6,09$$

$$8 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_1 = 48,7 \text{ kg}$$

Einfluß der beiden Längsstreifen:

$$35,1 \quad 9,0 \quad 10^{-3} \cdot 50,7 \quad 35,7 \quad 81,0 \quad 146,6$$

$$2 \Sigma k \cdot c \cdot b_n^2 = P_2 = 293,2 \text{ kg}$$

$$P_{III/1:5} = 342 \text{ kg}$$

$$\sigma_{III/1:5} = 0,86 \text{ kg/cm}^2$$

In den Abb. 12, 13 und 14 sind die auf diese Weise errechneten Werte der Grenztragfähigkeit nun in Form einer Kurve bei den einzelnen Plattengrößen eingetragen. Die beobachteten Werte der Grenztragfähigkeit gruppieren sich überraschend gut um diese theoretische Kurve, wenn man von gewissen Streuungen absieht, die bei diesen bodenmechanischen Versuchen immer auftreten und unvermeidlich sind. Wie bereits früher erwähnt, läßt sich die theoretische Kurve der Tragfähigkeit in der Nähe des Nullpunktes gut durch eine Gerade ersetzen, wie auch schon Press (8) gefunden hat, daß die Versuchswerte längs einer Geraden liegen. Die hier beschriebenen Versuche bestätigen weiter die bekannte Tatsache, daß die Grenztragfähigkeit von Viereckplatten direkt proportional der Länge der kleinsten Seitenkante ist. Fellenius (5) gibt an, daß die Bruchlast pro Flächeneinheit =  $\sim 0,07 b$  (kg/cm<sup>2</sup>) ist, wenn b die kleinste Breite der Belastungsplatte in cm ist. Nach der hier errechneten Kurve würde als Faustformel gelten  $\sim = 0,09 - 0,10 b$ , wenn der Sand einen Winkel der inneren Reibung von 32,5° hat und praktisch kohäsionslos ist.

3. Weitere Versuche.

Während die bisher beschriebenen Versuche ausschließlich mit völlig trockenem Schüttgut durchgeführt wurden, um den Einfluß der scheinbaren Kohäsion auszuschalten, wurde eine weitere Versuchsserie (Plattengröße 900 cm<sup>2</sup>) mit feuchtem Material durchgeführt, um den natürlichen Verhältnissen näher zu kommen. Es bestand die Möglichkeit, den Versuchskasten mit dem gestampften Sand voll Wasser laufen zu lassen und anschließend daran wieder zu entwässern. Es ergab sich so ein Wassergehalt des Kiessandes von 3,75% (bezogen auf das Trockengewicht), ein Wert, der dem in der Natur meist vorhandenen durchaus entspricht. Als weitere Kennziffern für den feuchten Sand wurden gefunden:

$$n = 34,7\%$$

$$n_0 = 37,75\%$$

$$n_d = 27,5\%$$

$$p_v = 29,6\%$$

Die Bilder, die sich beim Bruchzustand ergaben, unterschieden sich nicht von denen, die bei trockenem Sand festgestellt wurden. Lediglich die Aufbruchkanten traten etwas deutlicher hervor. Auch hier ließ sich ein scharfer Bruch nur an den beiden Längsseiten erkennen (Abb. 19), während an den Stirnseiten wieder nur Aufwölbungen auftreten. Dagegen unterschieden sich die Werte für die Grenztragfähigkeit bei den einzelnen Seitenverhältnissen erheblich von den früher mit trockenem Sand ermittelten, und zwar kann man sagen, daß der erdfeuchte Sand rd. 50% mehr trug. Der



Abb. 19.

Grund hierfür ist offenbar darin zu suchen, daß der Widerstand der einzelnen Sandteilchen gegen gegenseitiges Verschieben infolge der Oberflächenspannung der Wasserhüllen vergrößert worden ist (scheinbare Kohäsion). Innerhalb der verschiedenen Flächenformen ergab sich dieselbe Gesetzmäßigkeit, wie sie bei trockenem Material gefunden worden war: Die Werte gruppieren sich um eine im oberen Teil schwach gekrümmte Kurve, die in dem dem Nullpunkt zugekehrten Teil gradlinig verläuft.

Eine weitere Versuchsserie diente dazu, das Verhalten achsensymmetrischer Platten zu untersuchen. Zu diesem Zwecke wurden neben der Kreisplatte (900 cm<sup>2</sup>) auch zwei elliptische Platten von gleichem Flächeninhalt, aber mit den Durchmesserverhältnissen 1:3 bzw. 1:5 belastet. Die Ergebnisse der Grenztragfähigkeit sind in der nachfolgenden Zahlentafel zusammengestellt:

Wie man sieht, ist auch hier die Grenztragfähigkeit um so größer, je gedrungener die Fläche ist. Bei den Ellipsen traten im Bruchzustand auch klar erkennbare Gleitflächen auf, die sich aber nur in Richtung der Längsachse bildeten. Die Erscheinungen, die bei der Belastung einer elliptischen Platte auftreten, ähneln also sehr denen rechteckiger Platten, allerdings liegen die Werte der Grenztragfähigkeit höher als bei rechteckigen Platten mit gleichem Verhältnis von F/u = Fläche: Umfang. Vermutlich liegt das daran, daß bei den elliptischen Platten die Reibungskräfte im Boden entlang dem gesamten Umfang mobilisiert werden, während bei rechteckigen Formen an den Ecken die Bodenteilchen fast gar nicht oder nur vermindert zum Tragen herangezogen werden, wie aus den Aufnahmen der Bruchzustände und dem früher Gesagten hervorgeht.

	F cm <sup>2</sup>	F/u cm	σ kg/cm <sup>2</sup>
Kreis . . .	900	8,49	2,09 1,98
Ellipse 1:3	900	6,87	1,96 1,82 1,82
1:5	900	5,58	1,77 1,77

Schließlich seien noch die Ergebnisse wiedergegeben, die aus

den Höhenmessungen der Oberfläche der Schüttung gefunden wurden. Wie bereits früher erwähnt, wurde die Sandoberfläche vor Versuchsbeginn sorgfältig abgezogen und nach dem Versuch punktweise abgetastet, um dadurch die Aufwölbungen und deren Volumen durch Planimetrieren der Auftragungen genau zu ermitteln. Es zeigt sich, daß bei allen Versuchen das Volumen der durch die Platte hervorgerufenen Einsenkung etwa 45—57% größer ist als das Gesamtvolumen der oberflächlichen Aufwölbung.

Zahlentafel 4.

Serie	Plattenabm. cm	Versuch	Setzung cm	Volumen $V_1$ der Einsenk. $\text{cm}^3$	Volumen $V_2$ der Aufwölb. $\text{cm}^3$	$\frac{V_1}{V_2} \cdot 100\%$
1	2	3	4	5	6	7
II	Kreis 33,8 $\varnothing$	1	7,2	6480	3343	51,7
II	1:1					
	30,0·30,0	2	9,0	8100	3811	47,7
II	1:2					
	21,2·42,4	1	6,4	5760	3108	54,0
II	1:3					
	17,3·52,0	2	6,5	5850	2521	43,0
II	1:4					
	15,0·60,0	1	5,8	5220	2542	48,6
II	1:5					
	13,4·67,1	2	5,1	4590	1998	43,5

Daraus geht hervor, daß trotz sorgfältigen Stampfens unter der Belastung noch eine weitere Verdichtung der Schüttung stattgefunden hat, bis ein Grenzzustand erreicht ist, bei dem eine weitere Verdichtung nicht mehr möglich ist und die Bodenteilchen auf Gleitflächen nach außen gedrückt werden.

IV. Zusammenfassung.

Die mit drei Plattenserien von 1600, 900 und 400  $\text{cm}^2$  Flächeninhalt durchgeführten Belastungsversuche haben deutlich gezeigt,

daß eine gesetzmäßige Beziehung besteht zwischen der Grenztragfähigkeit einerseits sowie der Flächengröße und Flächenform andererseits. Diese Abhängigkeit läßt sich unter der Annahme logarithmischer Spiralen rechnerisch einfach nachweisen. Zur Deutung der im Bruchzustand auftretenden Erscheinungen wird die Hypothese aufgestellt, daß sich von den Rändern der Platten Gleitflächen unter einem Winkel von  $\pi/4 + \rho/2$  bilden, die zusammen einen Dachkörper unter der Platte bilden, von dessen Kanten aus sich senkrecht zu den jeweiligen Plattenkanten logarithmische Spiralen ausbilden. Es wird durch diese Versuche die für die Praxis wichtige Tatsache bewiesen, daß ein Fundament um so mehr belastet werden darf, je gedrungener es ist, und um so mehr Setzungen zu erwarten sind, je langgestreckter die Form ist.

1. N á d a i: Handbuch der Physik (Geiger & Scheel), Bd. VI, Mechanik der elastischen Körper. Berlin 1928.
2. Z i m m e r m a n n, H.: Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues 2. Aufl., 1930. Berlin 1888.
3. F r ö h l i c h, O. K.: Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934.
4. T e r z a g h i: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Wien 1925.
5. F e l l e n i u s, W.: Jordstatiska beräkningar för vertikal belastning pa horisontal mark under antagande ar cirkulär cylindriska glidytor. Tekn. Tidskr 59 (1929). (Erdstatische Berechnungen für senkrechte Last auf waagerechte Bodenfläche unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen.)
6. K ö g l e r, F.: Über Baugrund-Probepbelastungen. Bautechn. 9 (1931) S. 357.
7. K r e y, H.: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1936.
8. P r e s s, H.: Baugrundbelastungsversuche mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form. Bautechn. 9 (1931) S. 709.
9. G ö r n e r, E.: Über den Einfluß der Flächengröße auf die Einsenkung von Gründungskörpern. Geol. u. Bauwesen (1932).
10. A i c h h o r n, W.: Über die Zusammendrückung des Bodens infolge örtlicher Belastung. Geol. u. Bauwesen (1932).
11. R e n d u l i c, L.: Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleitsicherheit Baining. 16 (1935) S. 230.
12. L o o s, W.: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchung bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen 3. Aufl. Berlin 1937.

MODERNE SÄGEDACHBAUTEN IN STAHL.

Von Direktor Otto Sudergath, Mainz-Gustavsburg.

DK 624.024.25:624.014.2

(Fortsetzung von Seite 39 und Schluß.)

Bau 6 und 7:

Zwei gleichzeitig für den gleichen Besteller ausgeführte Bauten mit gleich ausgebildeter Dacheinheit.

Bau 6 hat gemäß Abb. 15 einen einfachen Rechteck-Grundriß von 96·60 m, dessen Mittelsäulenreihe den Querschnitt in zwei Schiffe von 27,5 m und 32,5 m Breite aufteilt. Die Längsabmessung ist in 12 Felder unterteilt; das Sägedach hat also eine Spannweite von 8 m. Es springt von der Außenlängswand je um ein Feld von der Normalbreite von 2,5 m zurück, wodurch trotz seines Sichtbarbleibens aus einer Entfernung von mehr als 10 m eine ruhige und gut wirkende Längsansicht hergestellt wird, da diese Dachlinie gegenüber der Wandansicht in der Wirkung stark zurücktritt. Die Neigung der Glasfläche beträgt 64°, die der dunklen Dachfläche 21°. Die Abweichung von der Norm 60/30° erfolgte zwecks Materialersparnis (Stahl, Glas, Dachhaut).

Der Dachträger wirkt als Durchlaufträger, dessen Momentennullpunkte bei senkrechter Vollast etwa in den Scheiteln liegen. Er besteht aus einem I 18. Eine besondere Sicherung bzw. Tragfähigkeitsreserve des Systems liegt in der Ausbildung der Konstruktion zur Aufnahme des Stützenmomentes, s. Abb. 16. Der endgültigen Wahl dieser Konstruktion gingen zu einem Zeitpunkt, als noch unklar war, ob geneigte Glasflächen durchführbar sein würden, eine Reihe von Studien voraus, von denen in Abb. 16a—d einige gezeigt sind. Die Lösungen 16a und b sahen senkrechte Verglasung vor, bei 16a liegt ein Fachwerkträger hinter der Glaswand. Hier wäre natürlich noch ein durchgehender Dachverband zur

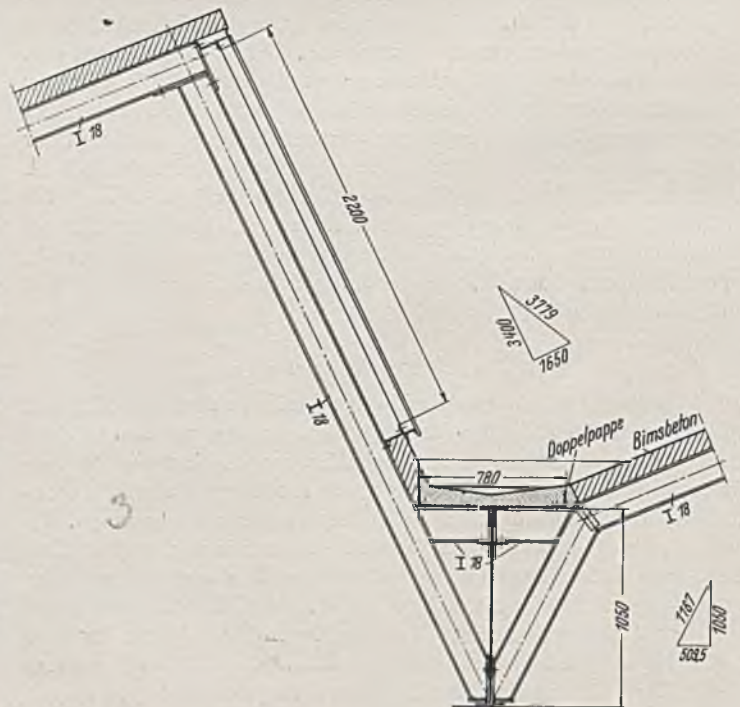


Abb. 16. Bau 6 und Bau 7: Normale Dacheinheit.

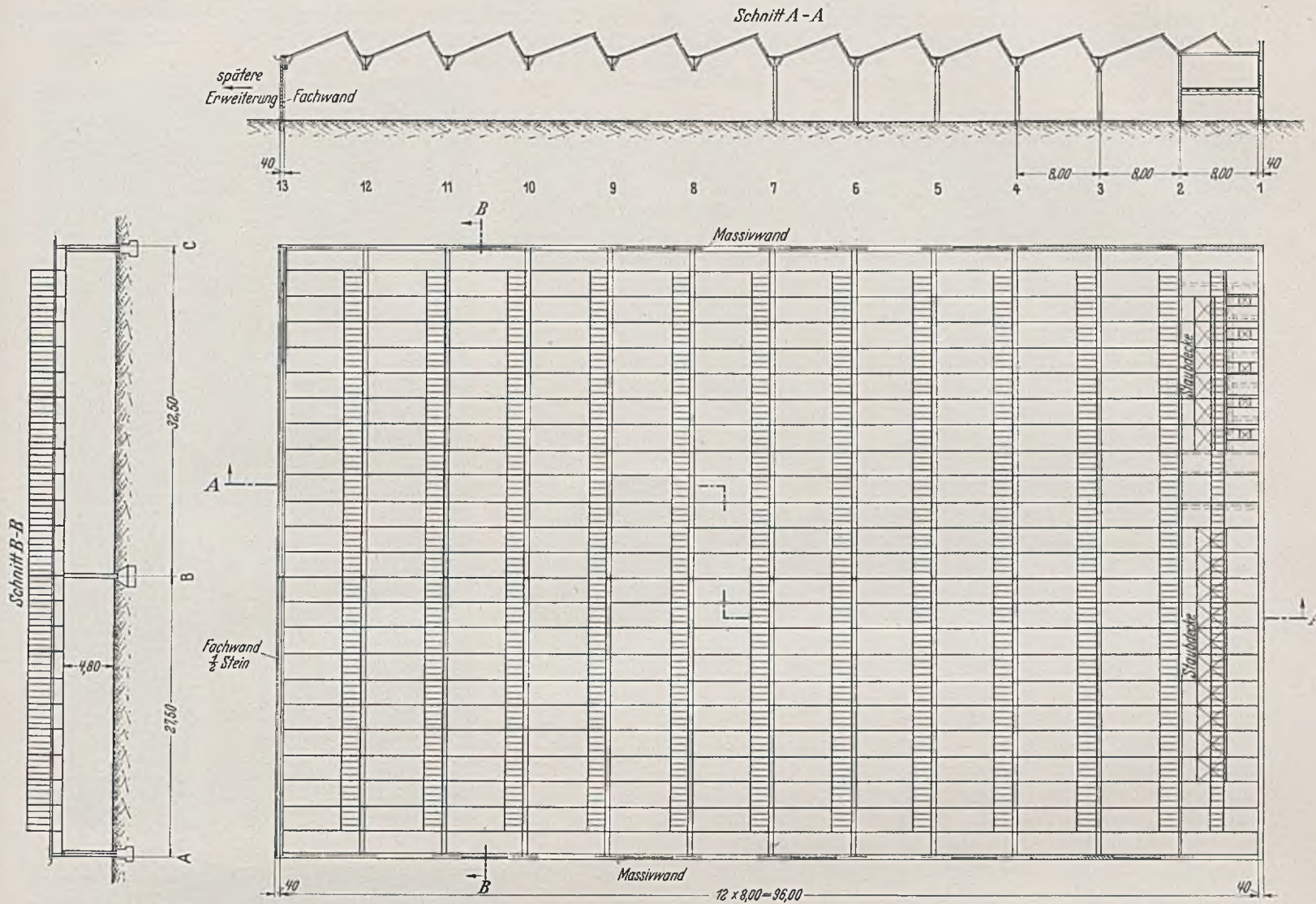


Abb. 15. Bau 6: Grundriß, Quer- und Längenschnitt.

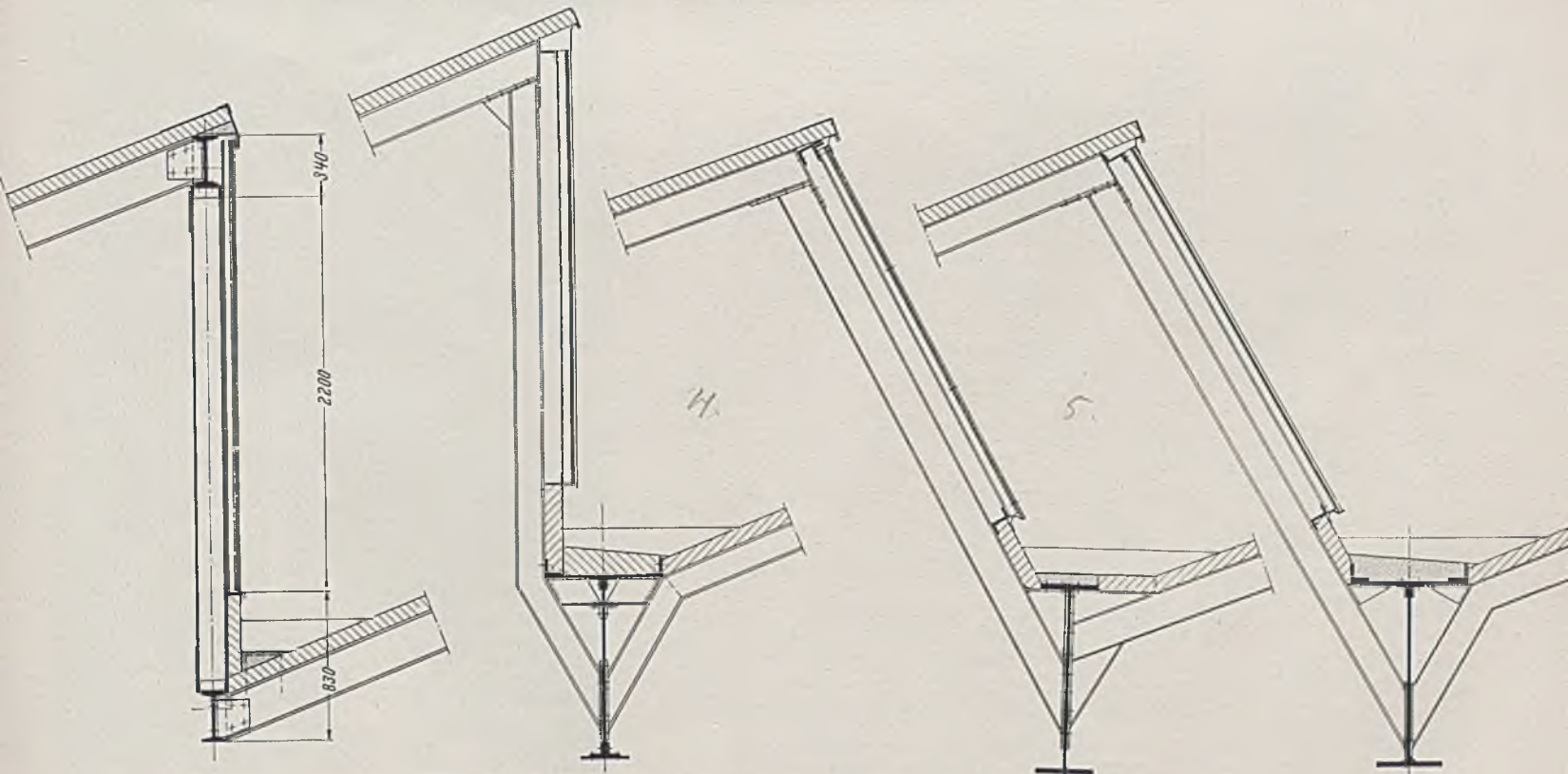


Abb. 16 a—d. Bau 6 und Bau 7: Studien für die Ausführung des Sägedaches.

Aufnahme der Windkräfte notwendig gewesen. Das gleiche gilt für Lösung 16c, die im übrigen ebenso wie 16d den gleichen Unterzug wie ausgeführt von etwa 1050 mm Höhe zeigt mit gewissen Abwandlungen hinsichtlich Nietung und Schweißung. Die Ein-

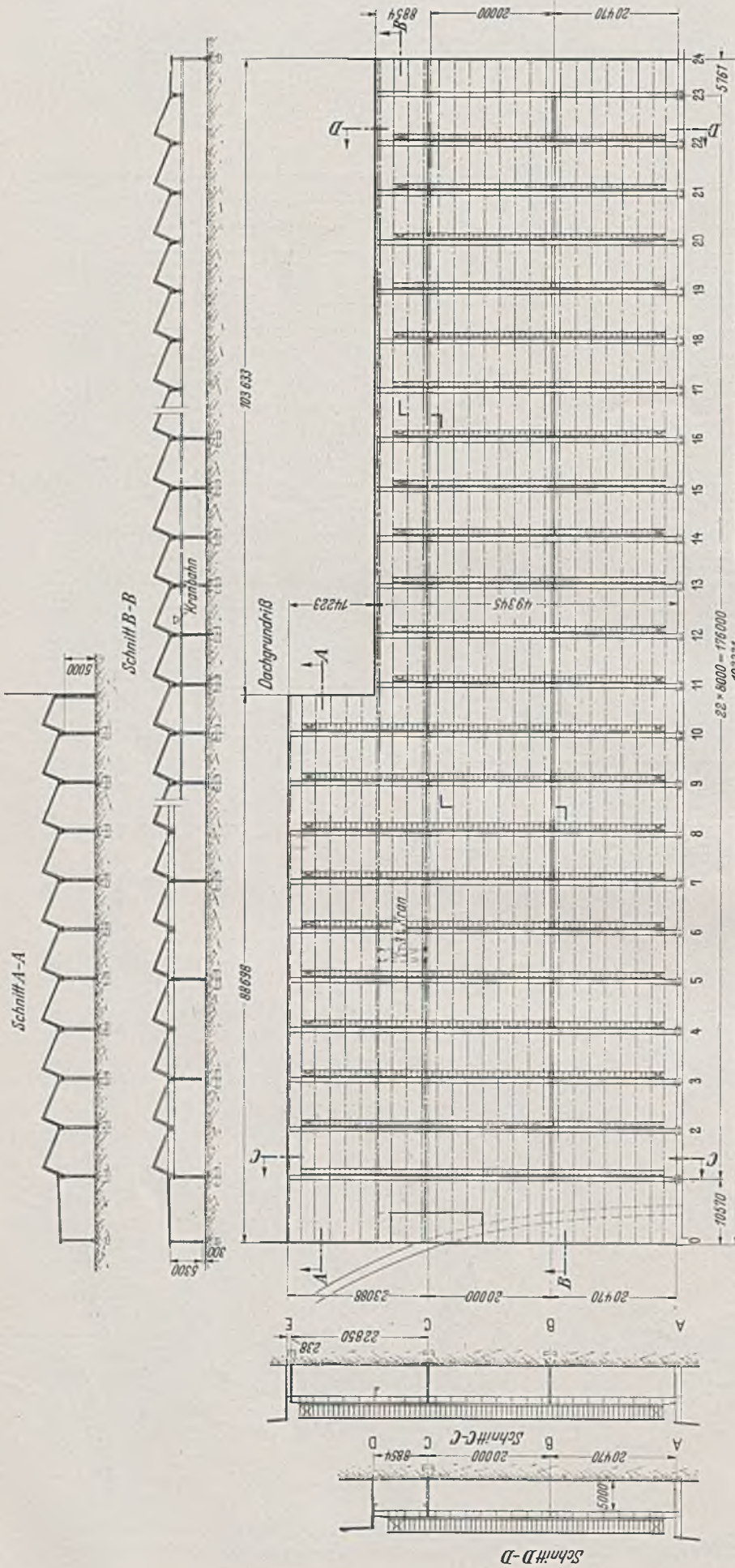


Abb. 17. Bau 7: Grundriß, Quer- und Längenschnitte.

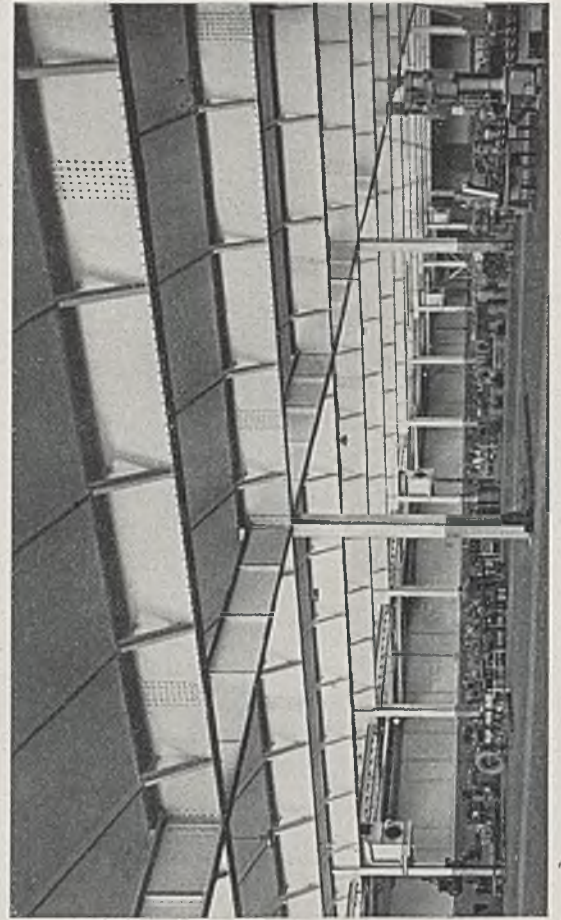


Abb. 19. Bau 7: Blick in die Halle mit Durchkreuzung von Längs- und Querunterzug.

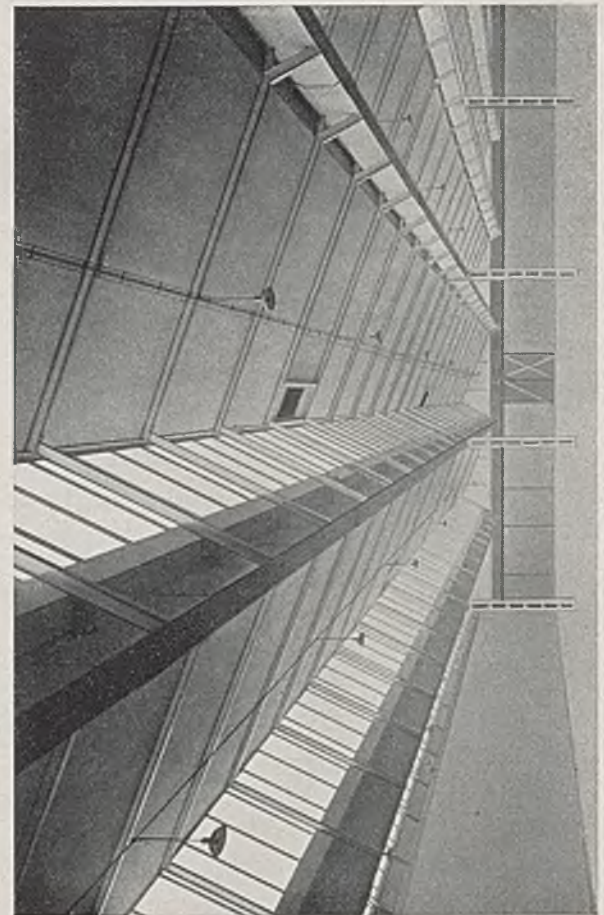


Abb. 18. Bau 6: Blick in die Halle.

fachheit der Arbeit war schließlich bestimmend für die Wahl des Ausführungsquerschnitts nach Abb. 16, die Anordnung des Horizontalträgers im Obergurt ergibt neben der Geschlossenheit des Gesamtquerschnitts den Vorteil der breiten gut begehbaren Rinne.

Während der Bauausführung wurde die Dacheindeckung wegen vorübergehender Materialschwierigkeiten umgestellt auf Holzschalung mit unterer an die Sparren genagelter verputzter Heraklithplatte von 2 cm Stärke.

Die Horizontalkräfte werden von den Horizontalträgern an die in die Fundamente eingespannten Stützen abgegeben. Der Bau hat am nördlichen Ende einen zweigeschossigen Einbau, die Längswände sind massiv mit  $1\frac{1}{2}$  Stein ausgeführt, der Südgiebel ist mit Rücksicht auf Erweiterungsmöglichkeit als Fachwand ausgebildet.

Bau 7 füllt einen zwischen bestehenden Bauten vorhandenen Raum mit unregelmäßiger Begrenzung aus, s. Abb. 17. Die Gesamtlänge beträgt etwa 192 m, die Breite ist am nördlichen Ende 62,5 m und springt etwa in Baumitte auf 49,3 m. Von der durchgehenden Längsseite aus sind durch zwei Innenstützenreihen zwei Schiffe von je etwa 20 m Breite gebildet. Die Querunterzüge sind zwar im Grundquerschnitt auch denen im vorhergehend beschriebenen Bauwerk gleich, aber der geringeren Spannweite entsprechend schwächer bemessen. Die hauptsächlichsten Unterschiede gegenüber Bau 6 sind die Anordnung eines 3 t-Kranes im Feld C—D, dessen Laufbahnträger an die Querunterzüge gehängt sind, und der Ausfall jeder zweiten Stütze in Reihe B, wodurch hier noch ein Längsunterzug notwendig wurde. Dieser Längsunterzug wirkt als einfacher Zweistützträger, seine Stegblechhöhe beträgt nur 900 mm, so ließ sich der (gezogene) Obergurt des durchlaufenden Querunterzugs am besten durchführen und die gesamte Durchkreuzung beider Träger am einfachsten bewerkstelligen (s. Abb. 19). Die Abb. 18—20 zeigen einige Innenaufnahmen dieser beiden Bauwerke. Abb. 19 ist typisch für einen solchen Bau mit dem Blick nach den dunklen Dachflächen: Der ganze Raum ist gleichmäßig erhellt, ebenso die Tragkonstruktion, ohne daß die Lichtquellen selbst sichtbar werden.

Die Säulenausbildung ist ebenso wie bei Bau 6. Abb. 21 zeigt die einfache Form der Fundamenteinspannung. Gewicht der Konstruktion  $70 \text{ kg/m}^2$  bzw.  $60 \text{ kg/m}^2$ ; mittl. Tageslichtquotient bei Bau 6 (Höhe bis U. K. Unterzug 4,8 m) 15,6%, bei Bau 7 (H = 5,0 m) 15,5%.

#### Bau 8:

Die Bewährung der beiden vorherbeschriebenen Bauten bewog den Bauherrn, einen weiteren Ersatzbau ebenfalls in der gleichen Bauweise vornehmen zu lassen. Es ist dies gemäß Abb. 22 ein Bau von 97 m Breite und einer Gesamtlänge von 147 m mit den vorhandenen Bauten entsprechend unregelmäßig abgesetzten Giebeln. Die ebenfalls auf 8 m gespannten Sägedachträger haben ein Dach aus Holzschalung mit Dachpappe und unterer verputzter Heraklithverkleidung zu tragen; bei ähnlichen statischen Verhältnissen reicht auch hier ein I 18 (gegenseitige Entfernung 2,575 m) aus. Die die Dachträger aufnehmenden Längsunterzüge mit 20,6 m Stützweite sind hier aus Walzprofilen gebildet, I L P 75, der Horizontalträger im Obergurt wird geschaffen durch zwei aufgenietete Winkel  $200 \cdot 100 \cdot 14$ . Die Ausbildung des Anschlußknotens nach Abb. 23 ist somit ähnlich der nach Abb. 16. Der Querabstand der Säulen beträgt hier durchweg 16 m; es sind daher Querunterzüge angeordnet, die jeweils in der Mitte die Einzellast des dort anschließenden Längsträgers erhalten. Diese Querunterzüge bestehen aus dem gleichen Profil I L P 75, ein Gesichtspunkt, der für die Materialbeschaffung unter den heutigen Verhältnissen eine Erleichterung bedeutet. Lediglich in den Außenfeldern waren

Lamellenverstärkungen notwendig. Diese Unterzüge sind mit den Stützen — Profil: I 36 mit zwei nach außen geöffneten auf die Flansche genieteten  $[40$  — biegungssteif verbunden zur Aufnahme der in Nord-Süd-Richtung erheblichen Windkräfte. Auf

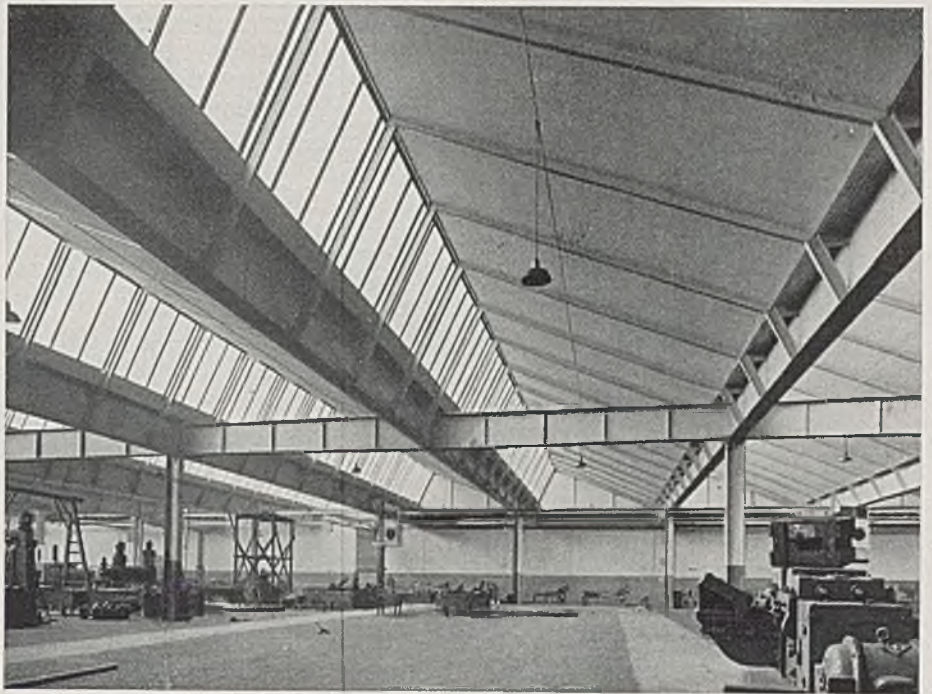


Abb. 20. Bau 7: In der Querrichtung gesehen.

eine Fußsainspannung der Säulen, die sich auf ein in Eisenbeton ausgeführtes Untergeschoß aufsetzen, wurde verzichtet.

Auf die Beschreibung weiterer aus der Abb. 22 ersichtlicher und von der Norm abweichender Einzelheiten kann in dem vorliegenden Zusammenhang verzichtet werden.

Gewicht der Konstruktion  $78 \text{ kg/m}^2$ , mittlerer Tageslichtquotient 17,3%.

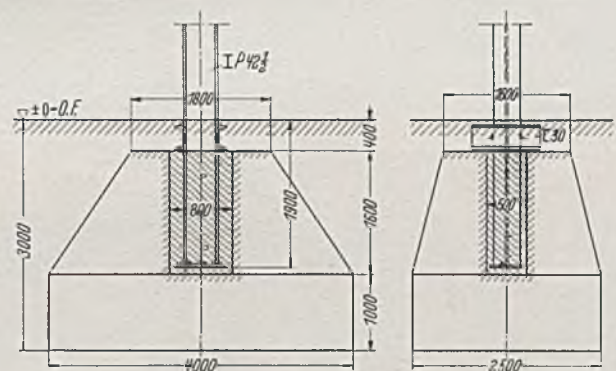


Abb. 21. Bau 7: Stützenfuß.

#### Bau 9:

Ein Bauwerk von den beachtlichen Grundrißabmessungen  $90 \cdot 182 \text{ m}$ , Abb. 24.

Die Berücksichtigung beider Forderungen, leicht und billig zu bauen sowie doch nicht allzu enge Stützenabstände zu bekommen, führte zu einer Stützeneinteilung längs und quer von je 10 m. Ersparnisgründe ergaben auch hier wieder als zweckmäßig eine Abweichung der üblichen Dachneigungen nach unten. Die Sägedachbinder sind als Gelenkträger berechnet und bestehen aus I RS 24<sup>1</sup>.

Der Stoß über der Stützung ist gemäß Abb. 25 ausgebildet: Mittels einer einseitig angeschweißten Eckverbreiterung, die innerhalb des Rinneprofils bleibt, ist die Montagestoßverbindung durch Verschraubung ermöglicht. Die als Durchlaufträger wirkenden

<sup>1</sup> Bemerkung über RS-Träger s. unter Bau 4.

Unterzüge sind aus einem Spezialprofil I 381/140 (etwa gleichwertig einem I 34) mit 2 auf den Oberflansch genieteten L 90 · 130 · 10 gebildet. Die dunkle Dachhaut war auch hier wieder ursprüng-

sind in einfachster Weise ausgebildet, Stütze und Fuß s. Abb. 26. Abb. 27 und 28 zeigen schließlich zwei Innenaufnahmen der Hallen in verschiedener Blickrichtung. Den Eindruck dieser Bilder, daß

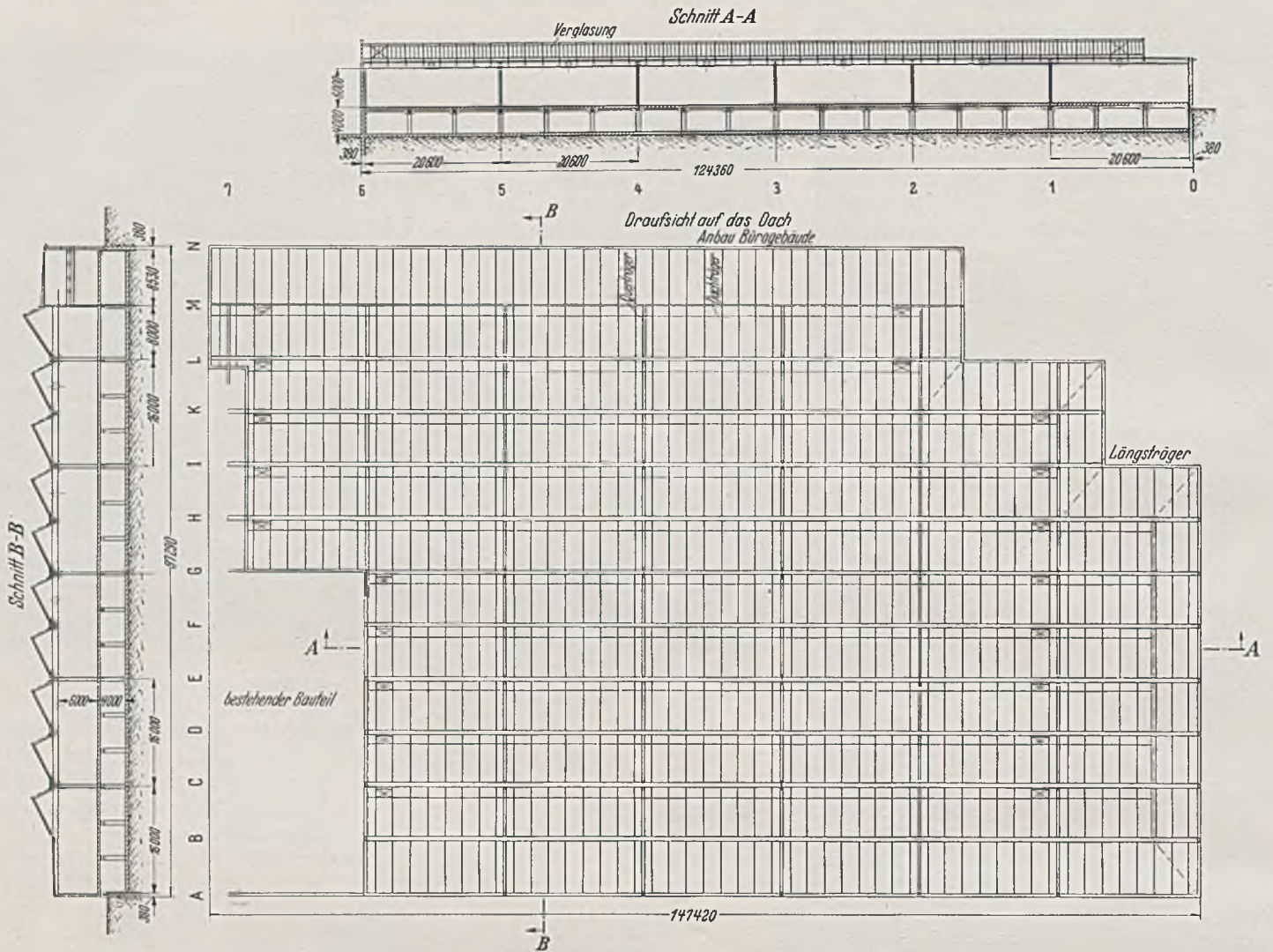


Abb. 22. B a u 8: Grundriß, Quer- und Längenschnitt.

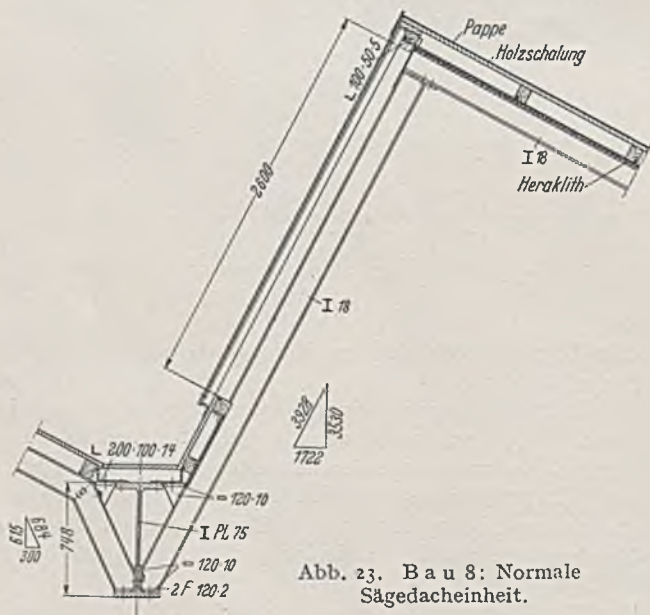


Abb. 23. B a u 8: Normale Säggedacheinheit.

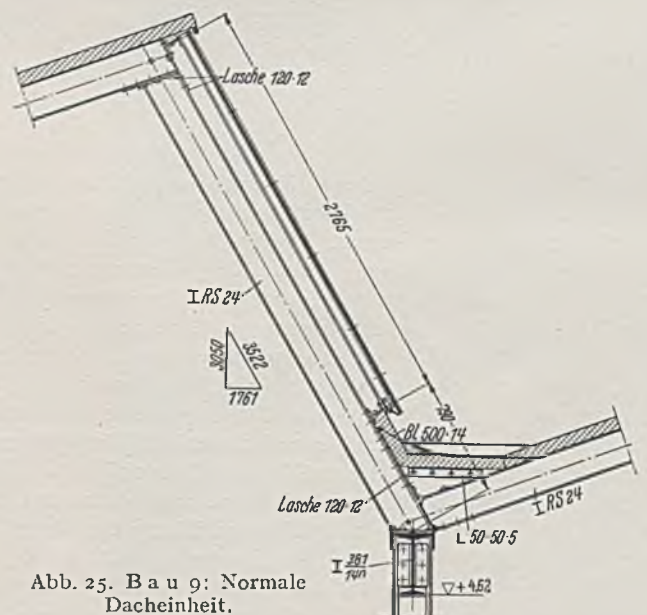


Abb. 25. B a u 9: Normale Dacheinheit.

lich aus Bimsbetonplatten — Stützweite 2,5 m — gedacht. Nachträglich erfolgte Umstellung auf Holzschalung mit unterer Verkleidung aus Heraklithplatten. Die Rinnen entwässern bei 2% Neigung alle 30 m. Die in die Fundamente eingespannten Stützen

die Hallen hell sind, bestätigt die Kurve des Tageslichtquotienten mit einem Mittelwert von 15,1%. Das Gewicht dieser Hallen beträgt mit Außenwänden 47 kg/m<sup>2</sup>.

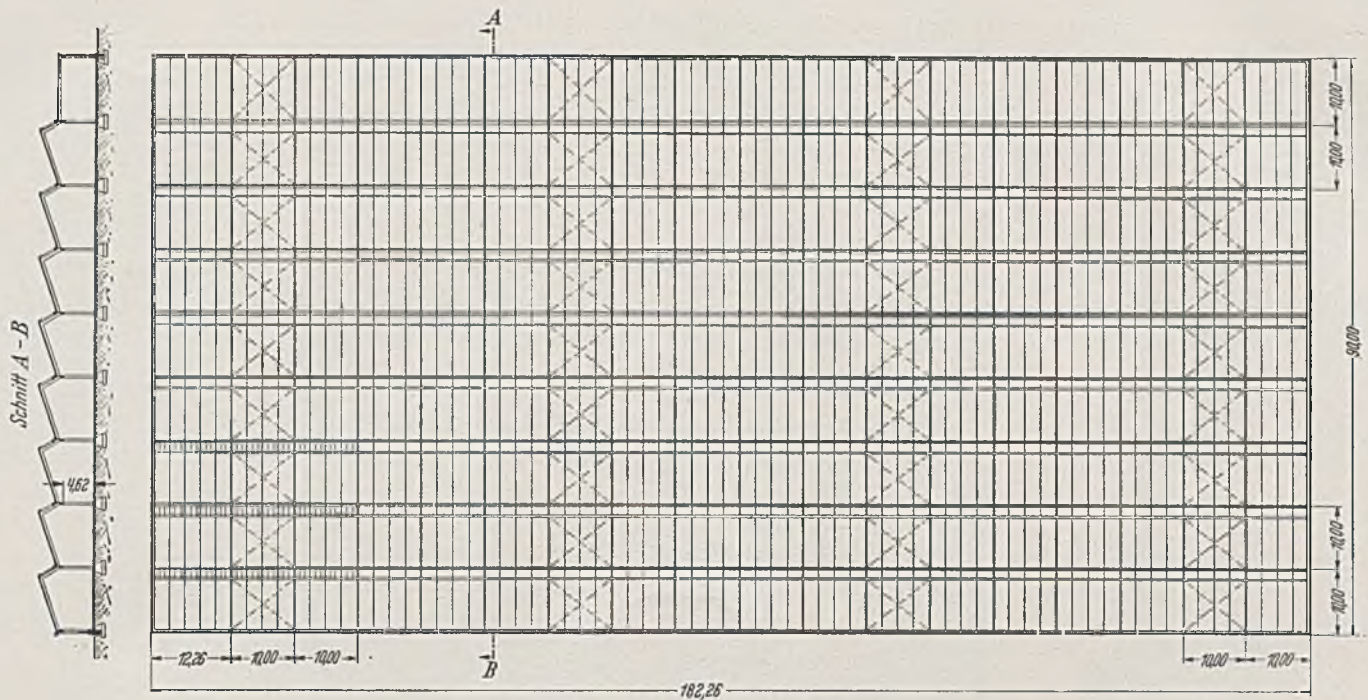


Abb. 24. Bau 9: Grundriß und Querschnitt.

**Bau 10:**

Ein Bau, der das Interesse der Fachwelt in hohem Maße auf sich zieht, ist das Preßwerk einer Automobilfabrik. Die vier Hallen der ersten Ausbaustufe, die bei verschiedenen Breiten die gleiche Länge von rd. 256 m aufweisen, sind sämtlich in Sägedachbauweise errichtet, und zwar Werkzeugbau, Karosseriebau und Mechanische Werkstatt mit einheitlicher Stützenteilung 8/24 m in Schalenbauweise Zeiß-Dywidag und das hier beschriebene Preßwerk in Stahl nach dem den maßgebenden Plänen des Architekten E. R. Mewes, Köln, zugrunde liegenden Entwurf der M. A. N.

Das Preßwerk — Querschnitt nach Abb. 29 und 30 — weist fünf Hallenschiffe von rd. 36 + 36 + 36 + 30 + 24 m, also eine Gesamtbreite von rd. 162 m und somit eine überdeckte Fläche

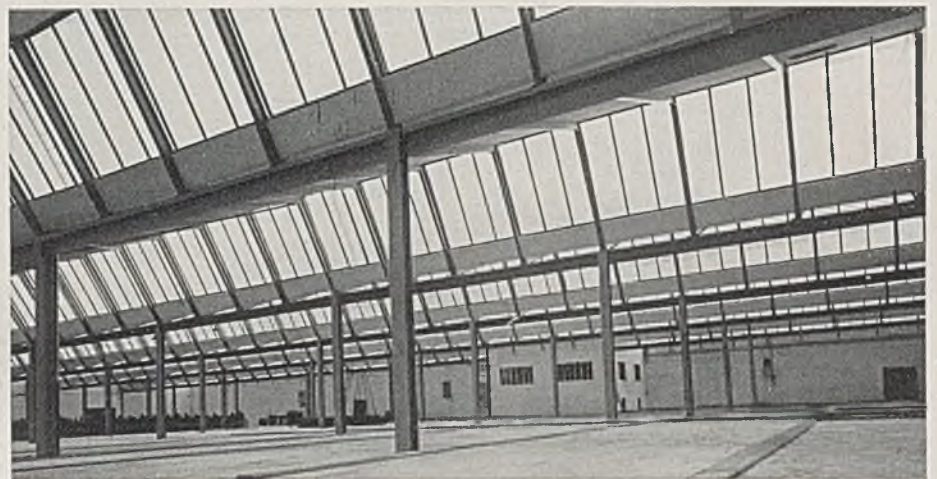


Abb. 27. Bau 9: In Längsrichtung gesehen.

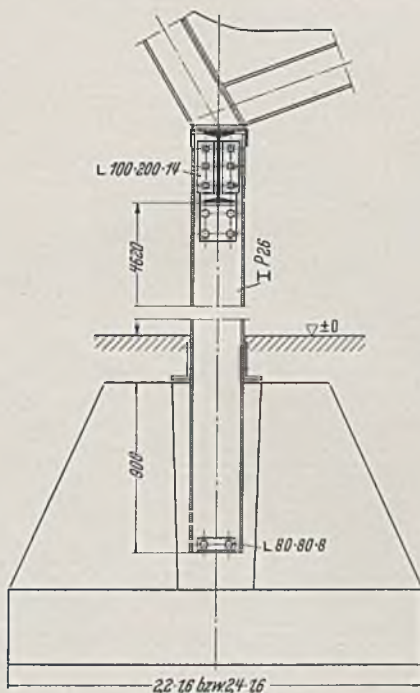


Abb. 26. Bau 9: Normale Stütze.

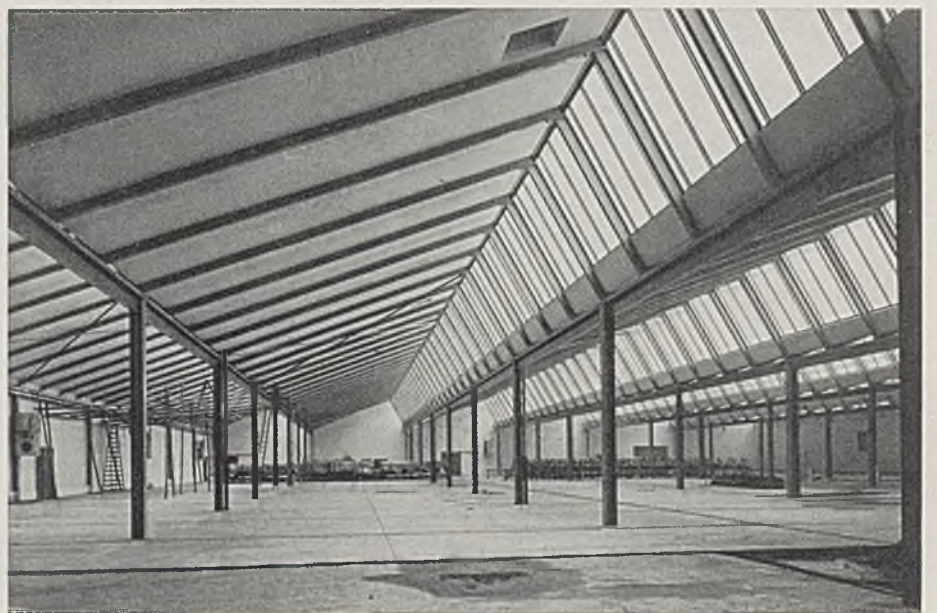


Abb. 28. Bau 9: In Querrichtung gesehen.

von etwa 41 500 m<sup>2</sup> auf. Bis auf eine Durchfahrt im westlichen Schiff AB ist im ganzen Bau durch eine Eisenbetondecke ein Untergeschoß von 4 m Höhe abgeteilt, das zum großen Teil durch die riesigen Fundamente der Pressen und Bearbeitungsmaschinen aus-

Belastung als Träger auf drei Stützen. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte in der Querschnittsebene sind diese Binder mit den Säulen C und D biegeunfähig verbunden. Die Säulen B, C, D und E sind in die Fundamente eingespannt. Die Säulen A und

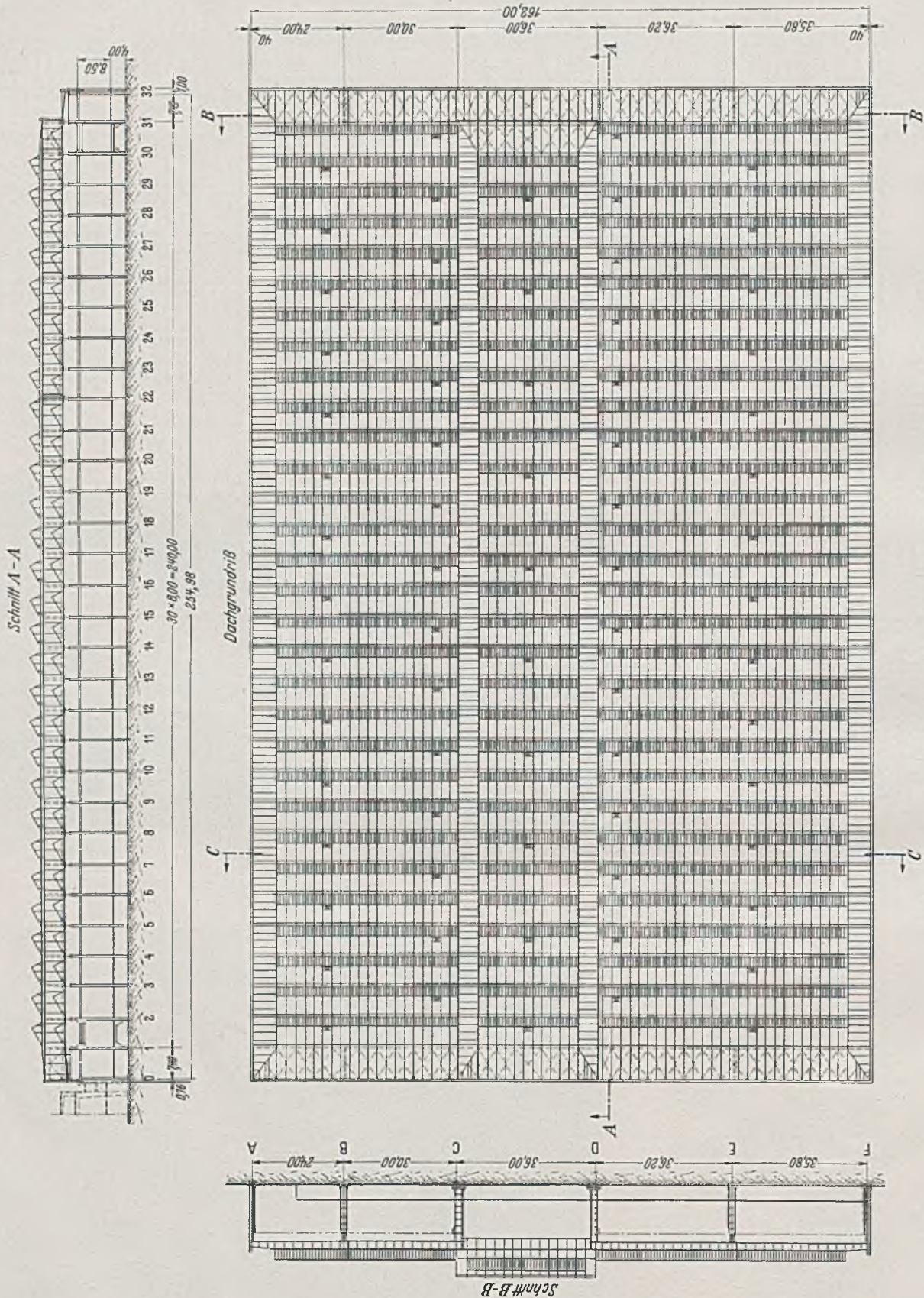


Abb. 29. Bau 10: „Preßwerk“, Grundriß, Quer- und Längenschnitt.

gefüllt ist und daneben vor allem die Rohrleitungen aufnimmt. Das mittlere Hallenschiff, in dem die großen Pressen stehen, ist etwa 5,5 m höher als die Seitenschiffe und hat dadurch eine lichte Höhe von der Kellerdecke bis Unterkante Binder von 16,4 m.

Die Säulenentfernung in der Nord-Süd-Richtung beträgt auch hier wieder 8 m. Die Binder der Seitenschiffe wirken für senkrechte

F sind Pendelsäulen, ebenso die kurzen Obertheile der Säulen B und E.

Die Ausbildung der Dachkonstruktion geht aus den Abb. 31 und 32 hervor. Der Dachträger ist wie bei Bau 6—8 wieder aus einem I 18 als Durchlaufträger ausgebildet. Die Rinnenplatten sind auf Querrippen mit 2% Gefälle verlegt; Abfallrohre sind





Reihen C und D ist in der Ebene der Kranbahn des Mittelschiffs zwischen dieser und dem Begleitträger der Kranbahn des benachbarten Seitenschiffes jeweils eines der vier Gruppenfelder durch Diagonalen ausgefacht. Die Säulen sind in der Längsrichtung durch die Eisenbetondecke als eingespannt zu betrachten; für den verbleibenden Teil der Höhe von etwa 8,5 m sind sie biegesteif

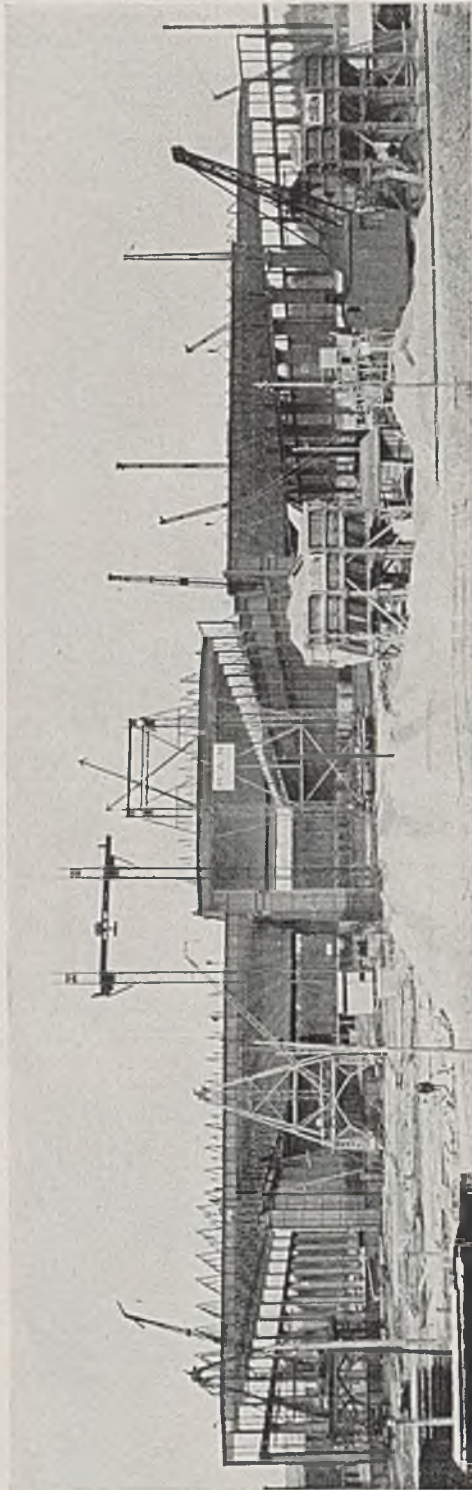


Abb. 34. Bau 10: „Preßwerk“, Blick auf die Baustelle mit Montagegeräten gegen Ende der Montage.

genug, um ohne weitere Maßnahmen die horizontalen Längskräfte in die Massivdecke zu leiten. In den äußeren Säulenreihen ist die Aufnahme dieser Kräfte gesichert durch biegesteife Verbindung der Kranbahnträger mit den Stützen.

Die Kranträger sind kontinuierlich ausgeführt. Ihre Horizontalverbände sind als Fachwerkträger ausgebildet, soweit sie als Laufstege abgedeckt sind. Der sichtbar bleibende untere Horizontalverband an den Hauptsäulen C und D ist als Rahmenträger ausgeführt.

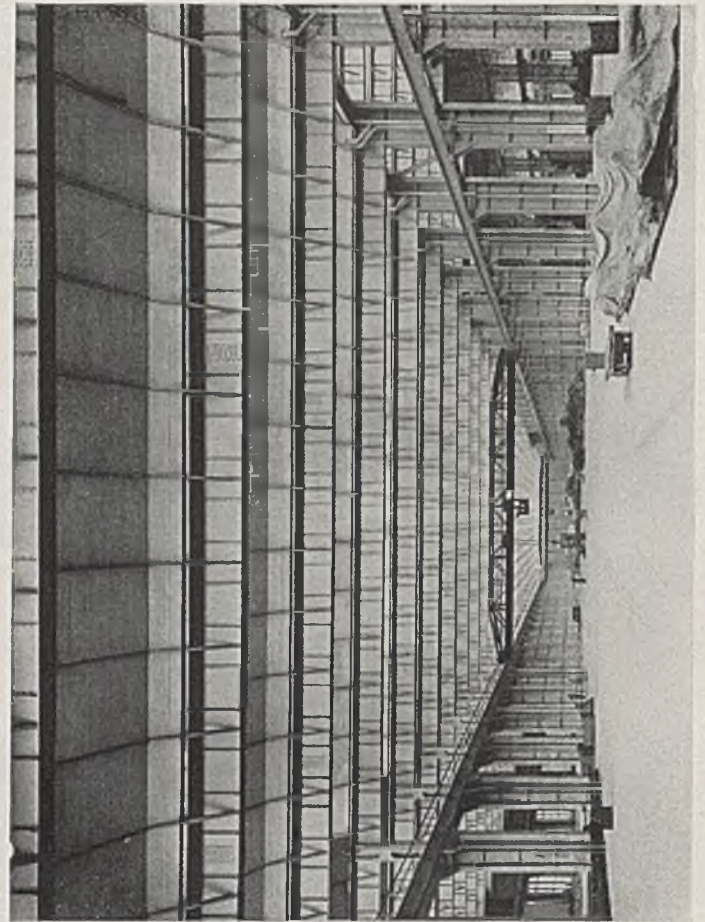


Abb. 36. Bau 10: „Preßwerk“, Blick in das fertige Hallenschiff D—E.



Abb. 35. Bau 10: „Preßwerk“, Blick in das fertig montierte Mittelschiff.

Die Oberlichte sind im Querschnitt jeweils von der Traufe 5—6 m zurückgesetzt, dadurch stören sie nicht das ruhige Aussehen der Längswände. Die Endfelder an den Giebeln haben Flachdächer. Die Längswandoberteile in den Reihen C und D sind fensterlos, auch die Längswände A und F haben nur wenig Fensterfläche, damit das gewollte Nordlicht möglichst unbeein-

der Auftrag abgewickelt. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 6 600 t.

Die Montage sämtlicher fünf Hallenschiffe wurde gleichzeitig von der Nordseite her in Angriff genommen. Montiert wurden die Seitenschiffe mit teils fahrbaren Schwenkmasten mit bis zu 20 m Ausladung und 7,5 t Tragfähigkeit und das Mittelschiff mit einem

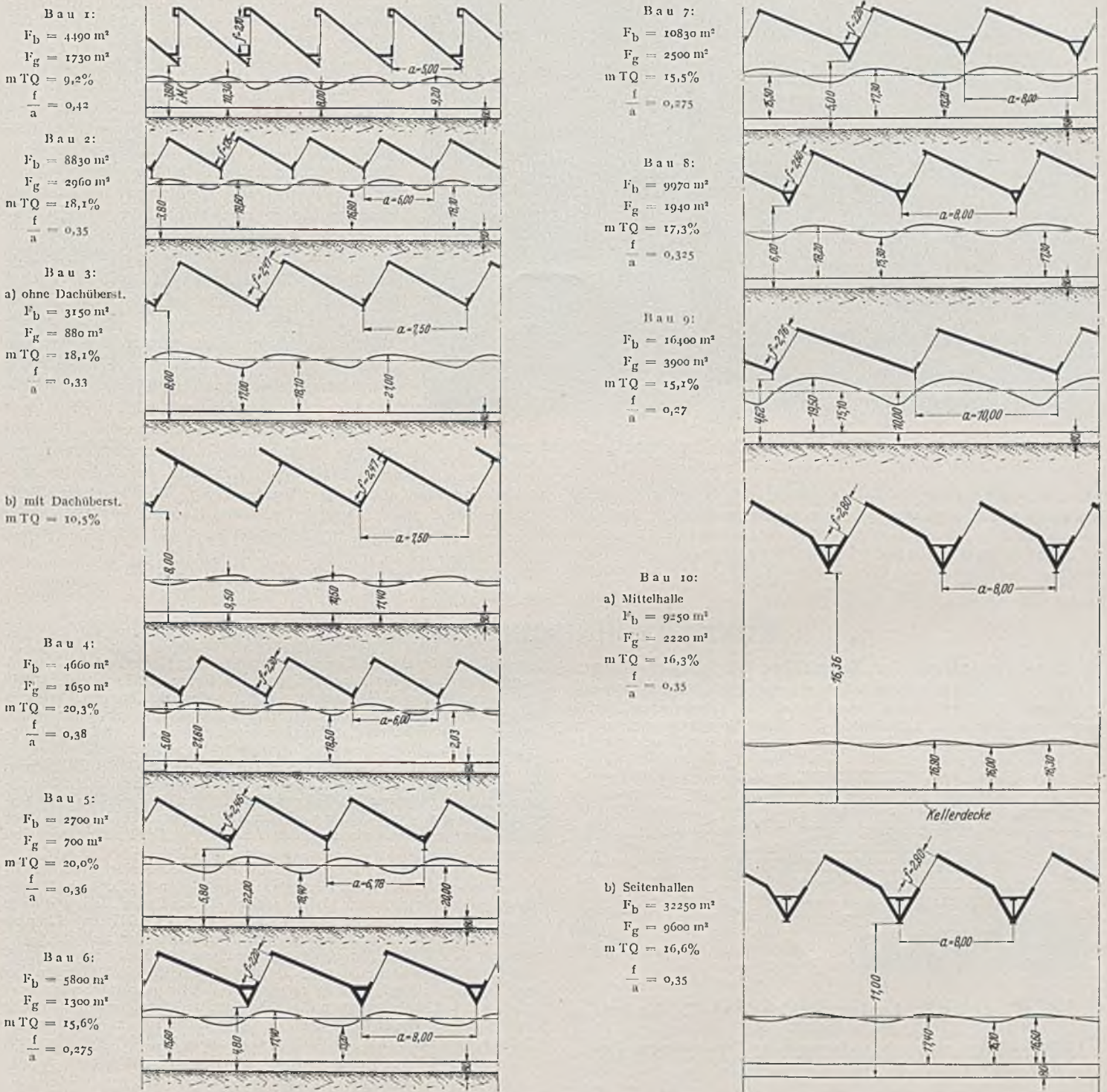


Abb. 38. Zusammenstellung der Schemaschnitte und Kurven der Tageslichtquotienten für Bau 1—10.

flußt gleichmäßig wirkt. Der mittlere Tageslichtquotient beträgt etwa 16,6% in den Seitenschiffen und 16,3% in der Mittelhalle.

Die Abwicklung dieses Stahlbauauftrages gab Gelegenheit, die Leistungsfähigkeit der Stahl-Bauweise zu zeigen. Der Auftrag wurde Ende März erteilt<sup>1</sup>. Die Kontingentsmonate waren Mai, Juni, Juli und August. Die Baustelle wurde im September eröffnet, und trotz mancher Schwierigkeiten war zum Jahresende

längs verfahrbaren Doppelgalgengerüst mit zusätzlichen Schwenkern für leichte Teile. Für die Hauptstützen wurde außerdem teilweise noch ein besonderes, ebenfalls verfahrbares Pfeilergerüst mit 17 t-Laufkatze verwendet. Abb. 34 gibt einen Überblick über die Montage, Abb. 35 einen Blick in die fertig montierte Mittelhalle, noch ohne Zwischendecke. Abb. 36 und 37 sind einige Monate später aufgenommen.

<sup>1</sup> Lieferung: M. A. N., Seibert und Krupp-Druckermüller. Montage: M. A. N. und Seibert.

Beim Besuch dieser Hallen zeigt sich, daß die Asymmetrie der Sägedacheinheit, an der Viele in ihrem Schönheitsempfinden An-

stoß nehmen, hinter den großen Linien des Bauwerkes fast völlig zurücktritt. Ein glücklicher Umstand war hier, daß Bauherr, Architekt, beratender und prüfender Ingenieur<sup>1</sup> und entwerfende

gingen. Es ist schon heute so gut wie sicher, daß der zweckmäßige und schöne Bau sich aufs beste bewähren und für ähnliche Bauvorhaben beispielgebend wirken wird.

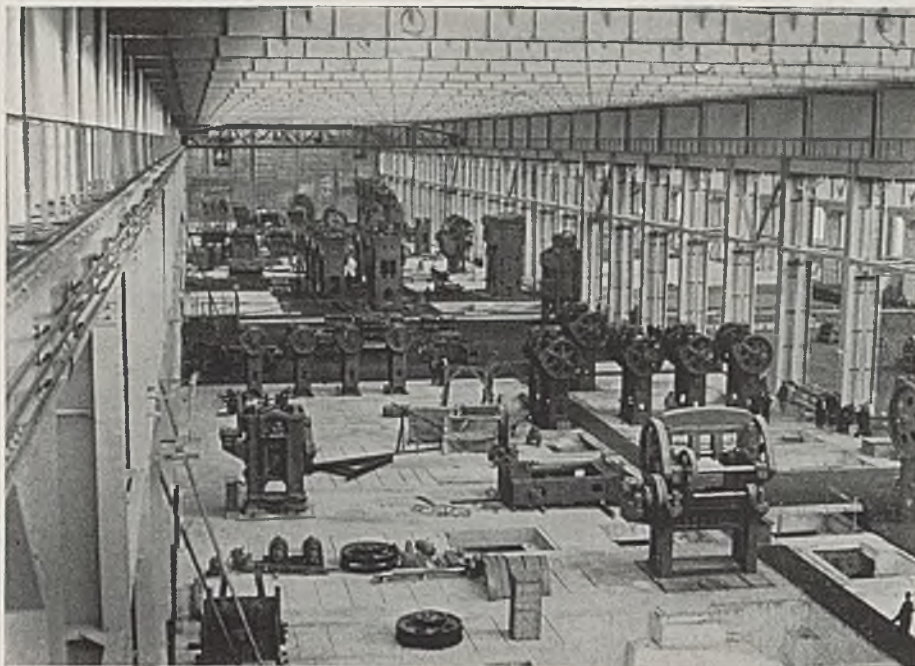


Abb. 37. Bau 10: „Preßwerk“, Mittelschiff während der Einrichtung.

Firma gleichermaßen von den Vorzügen der Sagedachbauweise überzeugt waren und von vornherein in der gleichen Richtung

<sup>1</sup> Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

renden Durchlauf durch Konstruktionsbüro, Werkstatt und Baustelle bedacht zu sein und bei all dem darnach zu streben, im Rahmen der jeweiligen Möglichkeiten auch bei rein industriellen Zweckbauten schön zu bauen.

**Schlußbemerkung:**

In Abb. 38 sind zum Vergleich die Kurven der Tageslichtquotienten für die vorbeschriebenen 10 Hallen zusammengestellt, ferner ist mit angegeben die bebaute Grundfläche  $F_b$ , die gesamte Glasfläche der Dachglasbänder  $F_g$ , der mittlere Tageslichtquotient und das Verhältnis zwischen Glasfläche und Grundfläche  $f/a$ . Dies Verhältnis ist also hier nicht identisch mit dem Quotienten der beiden vorgenannten Flächen, sondern ist unter Ausschaltung des Einflusses unregelmäßiger Verhältnisse in Endfeldern und etwaiger Wandverglasungen im Interesse des Vergleichswertes beschränkt worden auf den Zustand innerhalb des Normalfeldes.

Die vorstehenden Zeilen haben den Zweck, entsprechende Neuplanungen durch Vergleichsmöglichkeiten zu erleichtern und Hinweise zu geben. Wie aus dem Gesagten verschiedentlich ersichtlich, ist beim Entwurf der beschriebenen Bauten nicht immer allein das Streben nach geringstem Gewicht maßgebend gewesen. Richtschnur war weiterhin und wird auch wieder werden, der Materiallage entsprechend die günstigste Materialauswahl zu treffen, dabei auf wirtschaftlichen, Zeit und Arbeitskräfte sparenden

**KURZE TECHNISCHE BERICHTE.**

**Die Landungsanlagen der Kanalfähre Dünkirchen—Dover.**

Für den Eisenbahnverkehr zwischen Frankreich und England haben die Häfen in Dünkirchen und Dover seit einigen Jahren neue Einrichtungen zum bequemen Überführen der Eisenbahnwagen von und zu den Fährschiffen erhalten. Die Hauptaufgabe solcher Einrichtung ist

für die Überführung der Eisenbahnwagen ist. In Dover, wo die Wasserstandsunterschiede noch ungünstiger liegen, hat man daher vor die Gleise ein abgeschleustes Hafenbecken gelegt, in dem die Fährschiffe durch Dockpumpen stets auf die entsprechende Gleishöhe gehoben werden, während in Dünkirchen die Einrichtung mit einer in den nötigen Höhenunterschieden beweglichen Gleisbrücke gewählt wurde.

Die Fährschiffe sind rd. 110 m lang bei einer Gesamtbreite von 19,4 m, die Platz für vier Gleisstränge nebeneinander bietet; im beladenen Zustand gehen die Fährschiffe 3,81 m tief, sie haben eine Geschwindigkeit von 15—16 kn und können jeweils 12 Schlafwagen oder 40 Güterwagen nebst einer großen Anzahl von Kraftwagen mit sich führen.

Die allgemeine Lage der Fährschiffs-Ladeeinrichtungen in Dünkirchen geht aus Abb. 1 hervor. Das Anlegen geschieht im Dockbecken 5 des Dünkirchener Hafens senkrecht zum Panamakaj, und zwar muß das Schiff immer in derselben Richtung mit dem Hinterteil in eine aus Holzpfählen gebildete Nische einfahren, damit der richtige Gleisanschluß an die Überführungsbrücke gesichert ist. Die Mindestwassertiefe an der Fährrische ist 5 m. Da das Fährschiff mit Steuerbord an einer Kaimauer liegt, war es möglich, von hier ungestört vom Verschieben der Eisenbahnwagen die Fahrgäste und Kraftwagen über eine Laufbrücke, die ebenfalls in der Höhe einstellbar ist, an das Oberdeck gelangen zu lassen. Die Fahrgäste, die keinen Schlafwagen benutzen,

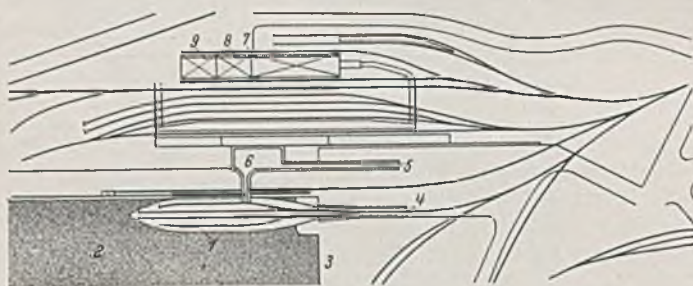


Abb. 1. Lageplan der Landungseinrichtungen in Dünkirchen mit Bahnhof.

- 1 = Fährschiff, 2 = Dockbecken, 3 = Panamakaj, 4 = Gleisüberführungsbrücke,
- 5 = Kraftwagenrampe, 6 = Landungsbrücke für Kraftwagen und Fahrgäste,
- 7 = Kaimauer, 8 = Offene Halle, 9 = Zollabfertigung.

die Überbrückung des Höhenunterschiedes zwischen Festland und der Deckshöhe des Fährschiffes. Diese hängt sowohl von der Wasserspiegellhöhe als auch vom Ladungszustand des Schiffes ab. In Dünkirchen erreicht der Tidenhub 5,70 m, die Tauchtiefe der Fährschiffe wechselt nach Belastung um rd. 1 m, so daß ohne Schleusen ein Höhenunterschied von reichlich 6 m zu überwinden wäre. Bei 5% Steigung ergibt das eine 120 m lange Brücke von Land an Bord, die recht un bequem

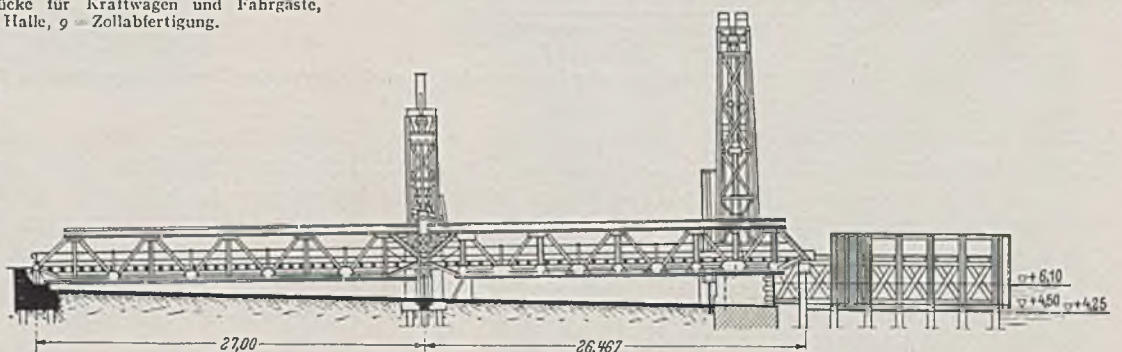


Abb. 2. Überführungsbrücke mit Hubvorrichtungen und Fährrische.

treffen in dem parallel zum Hafen liegenden Personenbahnhof ein und gehen von dort an Bord. Für die Güterabfertigung sind Kai- und Zolllschuppen vorgesehen.

Die Länge der Überführungsbrücke für die Eisenbahnwagen ergab sich bei den in Frage kommenden Wasserstands- und Tauchtiefenunterschieden und bei einer zulässigen Steigung von  $35\frac{0}{100}$  zu rd. 54 m (Abb. 2). Die Brücke besteht aus zwei etwa gleichlangen aneinander gefügten beweglichen Teilen; das landseitige Ende des ersten

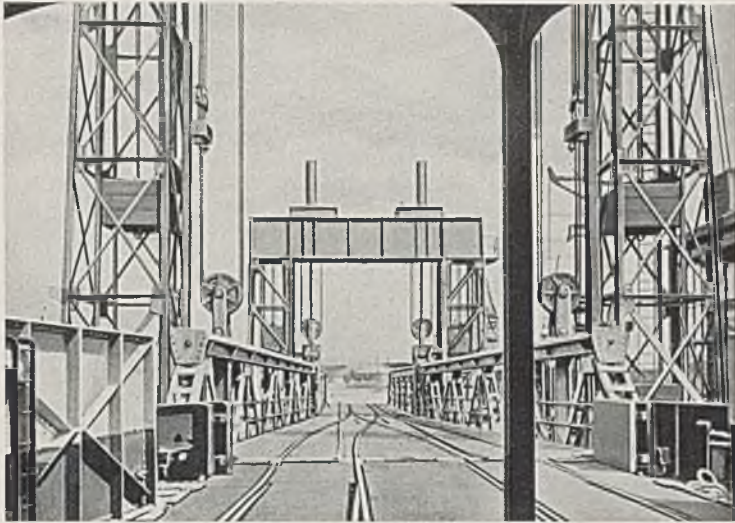


Abb. 3. Blick vom Fährschiff auf die Überführungsbrücke.

Teiles ruht auf einem Drehlager, das wasserseitige Ende des zweiten Teiles wird auf das Heck des Fährschiffes aufgelegt. Beide Brückenteile können an ihrem vorderen Ende durch ein Hubwerk angehoben werden, wobei dem ersten Teil der Ausgleich des Wasserstandes, dem zweiten Teil die Anpassung an die Bordhöhe des Schiffes obliegt. Die Eisenbahnwagen werden durch Kettenantrieb von und an Bord gezogen. Das Anheben der 70 t und 125 t schweren Brückenteile besorgt je ein starkes Hubwerk, das auf torartigen Stützen untergebracht ist (Abb. 3). Um nicht die volle Last der Brückenteile heben zu müssen, ist diese im Windwerk durch Gegengewichte entsprechend ausgeglichen. Der

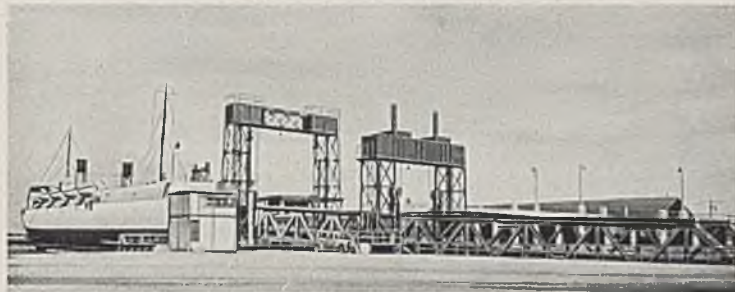


Abb. 4. Gesamtansicht der Landungsanlagen mit Fährboot.

leichtere landseitige Brückenteil benötigt einen Motor von 20 PS, der schwerere wasserseitige Brückenteil (dort gabelt sich das Auffahrtgleis in zwei Gleisstränge (vgl. Abb. 3) ist mit  $2 \times 17$  t Gegengewicht so ausgeglichen, daß das Fährschiff einen Auflagerdruck von nur 6 t aufzunehmen hat, der Hubmotor ist hier 30 PS stark. Die Hubsteuerung sichert gegen zu schnelles Absenken der Brücken, ebenfalls springt bei Ausbleiben des Stromes ein Hilfsmotor ein. Besondere Sicherungen sind gegen das Einstellen unzulässiger Gleisneigungen vorgesehen, die optisch und akustisch warnen und schließlich den Hubstrom ausschalten. Nach Erreichung der richtigen Höhenlage mit dem Fährschiff werden Land- und Schiffsgleise miteinander verriegelt (Abb. 4).

Die Überführungsbrücke für die Kraftwagen ist ähnlich wie die für die Eisenbahnwagen zwischen einem Stütztor beweglich aufgehängt, sie führt in einer Länge von 13,5 m von einem Podest, auf das eine Auffahrtsrampe die Wagen gelangen läßt, von der Seite auf das Oberdeck der Fährschiffe.

Die Landungsanlagen in Dover bestehen in der Hauptsache aus einem dem Gleisübergang vorgeschalteten abzuschleusenden Hafenbecken von 126 m Länge und 21 m Breite. Durch Pumpen kann hier der Wasserstandsunterschied der See (bis zu 8 m) soweit ausgeglichen werden, daß nur noch eine kleine Gleisüberführungsbrücke auf das Fährschiff nötig wurde. Wegen der Schwierigkeit des Hafen- und Schleusenbaues haben die Arbeiten an der englischen Fährlandestelle drei Jahre gedauert. In Dover sind die Möglichkeiten zur Ein- und Ausschiffung der mit Kraftwagen Reisenden besonders ausgebildet. [Nach La Technique des Travaux 15 (1939) S. 421.] Wundram, Hamburg.

## Die Verbreiterung des Nordseekanals.

Der Nordseekanal, der Amsterdam die unmittelbare Seeschiff-Verbindung mit der Nordsee ermöglicht, ist seit 1880 schon dreimal erweitert worden:

1881—1883 erhielt die Fahrinne eine Sohlenbreite von rd. 27 m bei 7,70 m Tiefe, 1901—1907 wurde die Sohle 50 m breit gemacht bei einer Tiefe von 9,80 m (nasser Querschnitt  $778 \text{ m}^2$ ), und 1929—1939 wurde die Sohlenbreite auf 130 m und die Tiefe auf 12,50 m gebracht (nasser Querschnitt  $1406 \text{ m}^2$ ). Die letzte Kanalerweiterung war schon 1917 gesetzlich beschlossen, doch konnten die Arbeiten erst 1929 in Angriff genommen werden, weil die im gleichen Beschluß geforderte Seeschleuse bei Ijmuiden als dringlicher vorweg gebaut werden mußte, indes hatte das Reich schon seit 1925 mit Ankauf und Enteignung der für die Erweiterung nötigen Grundstücke begonnen. Während die Kanalerweiterung von 1901—1907 innerhalb der vorhandenen Kanaldeiche vorgenommen werden konnte, verlangt die Erweiterung nach dem Beschluß von 1917 vollständig neue Ausführung. Infolgedessen wurden langwierige Vorarbeiten nötig, so die Verlegung der Straße Amsterdam-Velsen, die Zurückverlegung zahlreicher Anlieger und der Landstellen für die Kanal-Querfähren. Entsprechend dem gestiegenen Verkehr wurde die Hauptstraße Amsterdam-Velsen verbreitert und die Fähranlagen modernisiert. Besonders langwierige Verhandlungen ergaben sich wegen der Verlegung der Entwässerungsanlagen der dem Kanal angrenzenden großen Polder; hier mußten die Interessen des Reiches, der Gemeinde Amsterdam und der Poldergenossenschaften unter einen Hut gebracht werden. So kam es, daß die Baggerarbeiten bei der Hem-Brücke (Eisenbahnüberführung) erst 1937 voll in Angriff genommen werden konnten, nachdem die Staatsbahnverwaltung selbst die Landpfeiler bereits 1935 fertiggestellt hatte. Der Kanal wird 1500 m ost- und westwärts dieser Brücke um 50 m verbreitert, so daß passierende Schiffe Zeit genug finden, sich auf die richtige Durchfahröffnung der Brücke einzustellen. Die neue Brückengestaltung mit zwei Durchfahrten wird das Kanalbild an dieser Stelle vollkommen verändern.

Für die Abförderung des Baggergutes sind besondere Einrichtungen getroffen; was von der Gesamtmenge ( $10 \text{ Mio. m}^3$ ) brauchbarer Sand ist, wird zu Aufhöhungen bei den Amsterdamer Hafenneubauten verwertet. Übrigens ist der Untergrund für die Deichbauten wenig tragfähig, so daß schon, wenn auch nicht erhebliche, Rutschungen vorgekommen sind. Bei der Kanalerweiterung ist als Endzustand angestrebt worden, daß auf der Strecke zwischen Ijmuiden und Amsterdam kein Schiff löschen oder laden darf; wer von den Kanalliegern auf Umschlag angewiesen ist, muß sich also einen kleinen Hafen anlegen. Im Kanal sind seitlich alle 150 m Festmachepfähle angebracht, um notfalls dort Schiffe vertäuen zu können.

Die 1929 begonnene Kanalerweiterung ist 1939 von Amsterdam bis Velsen fertiggestellt, bei Velsen fehlt noch ein Stück von 2 km, das dort wegen der Anlieger und des starken Querverkehrs gewisse Schwierigkeiten macht. Die Kosten beliefen sich in der Zeit von 1924—1928 auf 2 Mio. Gulden, hauptsächlich für Grunderwerb, während sie 1929—1939 auf 7 Mio. Gulden für die eigentlichen Bauarbeiten anstiegen.

Die Bewältigung des starken Querverkehrs bei Velsen hat allerlei Überlegungen hinsichtlich der Kanalerweiterung notwendig gemacht. Die beabsichtigte Verstärkung der Fähreinrichtung durch vier selbstfahrende Fähren wurde wegen der zu befürchtenden starken gegenseitigen Störung mit dem Seeschiffverkehr wieder fallen gelassen. Auch eine zweite Eisenbahn-Drehbrücke bei Velsen erschien neben den hohen Kosten als weiteres Hindernis für die Seeschiffahrt für unannehmbar. Eine Straßenbrücke hätte, um den Schiffsverkehr nicht zu stören, mindestens 60 m lichte Höhe über Kanalspiegel erhalten müssen. Die Kosten einer solchen Hochbrücke mit den Schwierigkeiten der Auffahrtsrampen, die dem nahen Uferverkehr gar nicht dienen können, ließ auch diesen Plan fallen. Ein Preisausschreiben, das sich mit diesen Verkehrsfragen befaßte, kommt schließlich zu der Empfehlung eines Autotunnels als die vorteilhafteste Kanalquerung mit dem Hinweis, daß auch ein Eisenbahntunnel im Anschluß an die Fertigstellung des Autotunnels und mit derselben Baustelleneinrichtung gebaut eine betriebssichere, wirtschaftliche Verkehrsverbindung ergeben würde. Die Staatsbahnverwaltung hat sich allerdings für diesen Tunnelplan nicht erwärmen können, so daß es einstweilen bei der alten Velsener Eisenbahndrehbrücke (55 m Durchfahröffnung) bleibt. Zwar hatte auf Beschwerde Amsterdams, das seinen mit hohen Kosten erweiterten Seekanal weiter durch das Hindernis der Velsener Eisenbahnbrücke beeinträchtigt sieht, der Minister der Wasserstraßen im Jahre 1935 erneut eine Wirtschaftsuntersuchung angeordnet, wobei der Eisenbahnverwaltung gewisse Bauzuschüsse gewährt werden sollten. Es kam dabei die Einigung zustande, daß der Eisenbahntunnel nach Erfordernis der Seeschiffahrt gebaut werden soll, wenn die Gemeinde Amsterdam  $\frac{5}{18}$  und die Provinz Nord-Holland  $\frac{1}{18}$  zu den Kosten beiträgt. Die Kosten des Eisenbahntunnels werden dabei auf 10 Mio. Gulden (Autotunnel 8 Mio. Gulden) geschätzt. Jedenfalls kann in der Voraussetzung dieser Verkehrslösung das Kanalstück bei Velsen nunmehr in ausreichender Weise verbreitert werden. Der Fährverkehr wird vorläufig durch zwei selbstfahrende Fähren verbessert.

So sehr auch die Kanalerweiterung der Schifffahrt dienen

soll, so dürfen die Belange der Landentwässerung doch nicht vernachlässigt werden. Bei der Inbetriebnahme der Norderschleuse bei Ijmuiden hat sich nämlich herausgestellt, daß eine große Menge Salzwasser in den Kanal eindringt und somit auch möglicherweise in die Entwässerungsanlagen. Die alte vorhandene Spülschleuse kann wegen ihrer hohen Drempelage das Salzwasser nicht wieder genügend entfernen. Um diesem Zustand abzuwehren, soll eine vergrößerte Spül-

schleuse in diesem Jahre fertiggestellt und eine regelmäßige Durchspülung des Kanals mit Süßwasser aus dem IJsselmeer durchgeführt werden. Der vergrößerte Kanalquerschnitt wird dabei unzutrefflich hohe Strömungsgeschwindigkeiten nicht aufkommen lassen. [Nach C. Wolterbeck: De Verruiming van het Noordzeekanaal. Ingenieur Haag 54 (1939) Bouw- en Waterbouwkunde S. 183.]  
W und r a m , Hamburg.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 25. Januar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 20 a, Gr. 14. H 152 954. Erfinder, zugleich Anmelder: Hermann Hemscheidt, Wuppertal-Elberfeld. Selbsttätiger Förderwagenumlauf. 10. IX. 37. Österreich.
- Kl. 20 i, Gr. 2. V 33 925. Erfinder: Gerhard Kötzing, Berlin-Siemensstadt, und Dipl.-Ing. Bernhard Ziebell, Berlin-Niederschöneweide. Anmelder: Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Hebelperre für mechanische Stellwerke. 11. VI. 37. Österreich.
- Kl. 20 i, Gr. 31. F 86 619. Erfinder: Dipl.-Ing. August Lindlau, Köln. Anmelder: Felten & Guillaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Schienenstromschließer. 14. IV. 39.
- Kl. 20 i, Gr. 31. F 87 169. Erfinder: Walter van den Berg, Köln-Mülheim. Anmelder: Felten & Guillaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Schienenstromschließer. 22. VII. 39.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. L 95 739. Erfinder: Max Süberkrüb u. Kurt Rybicki, Babelsberg. Anmelder: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Einfachfahrleitung für elektrische Bahnen. 1. X. 38.
- Kl. 20 k, Gr. 10. A 85 530. Erfinder: Fritz Schönert, Bremen. Anmelder: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrradkennung. 15. I. 38. Österreich.
- Kl. 37 a, Gr. 6. L 88 646. Bernard Laffaille, Paris; Vertr.: Dr. F. Quade, Pat.-Anw., Berlin-Zehlendorf. Raumabschließendes Tragwerk, insbesondere Dach aus Metallblechen. 16. VIII. 35. Frankreich 18. V., 5. VI., 18. VI. u. 19. VII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 5/04. K 148 769. Erfinder: Friedrich Walter Krause, Hamburg. Anmelder: Johanna Anna Krause, geb. Austel, Hamburg, Hildegard Margarethe Hömen, geb. Krause, Potsdam, u. Elisabeth Anita Krause, Hamburg. Faserstofflübel mit einer an einem Ende geschlossenen, längsgeschlitzten Hülse. 7. XII. 37. Schweiz 19. IX. 37. Österreich.
- Kl. 47 f, Gr. 8/20. Sch. 112 677. Erfinder: Hermann Busche, Nieder-aula. Anmelder: Benno Schilde, Maschinenbau-Akt.-Ges., Hersfeld. Blechstoßverbindung. 22. IV. 37. Österreich.
- Kl. 80 a, Gr. 7/01. A 82 325. Erfinder, zugleich Anmelder: Arno Andreas, Berlin-Charlottenburg. Mischvorrichtung. 17. III. 37.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 52 419. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Anlage zur Gewinnung und Förderung von Abraum in Tagebaubetrieben. 5. XI. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. K 145 357. Erfinder: Dr. Fred Kartenbeck, Dortmund. Anmelder: Union Brückenbau-Akt.-Ges., Dortmund. Dichtung für Wehre, Schleusentore und ähnliche Verschlusskörper. 3. II. 37.
- Kl. 84 b, Gr. 1. F 81 858. Erfinder: Dr.-Ing. Kurt Faure, Berlin. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Mehrteiliger Verschluss für Schleusen, Wehre und ähnliche Wasserbauwerke. 12. X. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 140 013. Erfinder: Paul Pfeiffer, Hamburg-Altona. Anmelder: Menck & Hambroek G. m. b. H., Hamburg-Altona. Steuerung für einen Pfahlzieher. 4. XII. 37. Österreich.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 95 628. Erfinder: Dr.-Ing. Ludwig Rasper, Cleverbrück b. Bad Schwartau. Anmelder: Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelradbagger. 22. IX. 38.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 53 263. Erfinder: Reginald Furneß, Westbourne, u. Harald Joseph Wheaton, Cranbrook. Anmelder: Joseph Croffield & Sons Limited, Warrington, England; Vertr.: Dipl.-Ing. Rich. E. Müller, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Enthärtung von Wasser. 12. X. 37. Großbritannien 5. XI. 36.
- Kl. 85 b, Gr. 2/02. M 141 333. Erfinder, zugleich Anmelder: Gotthold Moser, Berlin. Vorrichtung zum Einführen von Preßluft in Wasserenteisener. 16. XI. 36.
- Kl. 85 c, Gr. 3/01. P 75 470. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen. Verfahren zum Spülen biologischer Tropfkörper. 24. VI. 37. Österreich.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 34 635. Erfinder: Josef Rausch, Mannheim. Anmelder: Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Oberflurwasserpfosten mit herabbläbarem Schutzmantel. 1. III. 38. Österreich.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 1. Februar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. G 99 515. Karl Gerlach, Moers, Ndrh. Nachgiebiger

- Grubenausbaurahmen aus Profileisen in Ring- oder Bogenform. 1. X. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. A 79 487. Hüser & Weber, Sprockhövel-Niederstüter. Aus Walzeisen erstellte Verbindung, insbesondere für vieleckigen Grubenausbau aus Stegprofilen, z. B. Eisenbahnschienen. 25. V. 36.
- Kl. 19 d, Gr. 3. K 149 574. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Brückenbauwerk. 14. II. 38. Österreich.
- Kl. 20 a, Gr. 14. H 155 320. Erfinder: Wilhelm Heusner, Bochum. Anmelder: Gustav Strunk, Essen-Stadtwald. Ortsfeste Einrichtung zum Abbremsen und Voranbewegen von Förderwagen. 31. III. 38. Österreich.
- Kl. 20 i, Gr. 38. L 95 064. Erfinder: Rudolf Mayer, Berlin-Mahlow. Anmelder: C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Signalsystem für selbsttätige Streckenblockung für Schnellbahnverkehr. 25. VI. 38.
- Kl. 37 e, Gr. 10/02. Sch 113 888. Erfinder, zugleich Anmelder: Friedrich Schmid, Stuttgart-Degerloch. Schalbrätthalter. 24. IX. 37.
- Kl. 80 a, Gr. 46. H 158 165. Erfinder, zugleich Anmelder: Ewald Hoyer, Berlin-Halensee. Vorrichtung zur Massenerzeugung von Körpern aus Beton, Gips od. dgl. 31. XII. 38.
- Kl. 80 a, Gr. 47/20. W 103 668. Erfinder: Albert Assinger, Klein St. Paul, Kärnten. Anmelder: Wietersdorfer Zement- und Durit-Werke Phil. Knoch & Cie., Klagenfurt, Klein St. Paul, Kärnten. Vorrichtung zur Herstellung hohler Rotationskörper aus Kunststoffmassen, insbesondere Asbestzement. 7. VI. 38. Österreich 6. IX. 37.
- Kl. 80 a, Gr. 51. Sch 112 998. Erfinder, zugleich Anmelder: Wilhelm Schütz, Düsseldorf-Heerdt. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen hohler Betonkörper mit eingebetteten Längs- und Ringbewehrungen. 3. VI. 37.
- Kl. 80 b, Gr. 25/01. V 34 470. Erfinder: Dr. Georg Geißelbrecht, Essen-Werden. Anmelder: Verkaufsvereinigung für Teerzeugnisse G. m. b. H., Essen. Verfahren zur Herstellung von Teer für Straßenbauzwecke usw. 10. I. 38. Österreich.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. N 38 129. Gg. Noell & Cie., Würzburg, Maschinen- und Eisenbahnbedarfs-Fabrik, Brückenbauanstalt, Würzburg. Strahlteiler zur Vermeidung von Wehrschwingungen an überströmten Wehrklappen. 13. V. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 5/03. K 139 961. Dortmund-Hoerder Hüttenverein Akt.-Ges., Dortmund. Vorsetzkasten. 12. XI. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 78 704. Erfinder: Dr.-Ing. Hiermann Blum, Dortmund. Anmelder: Dortmund-Hoerder Hüttenverein Akt.-Ges., Dortmund. Stahlhohlprofil. 18. VIII. 38.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 138 860. Erfinder: Otto Zimmermann, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung an Baggern, Absetzern od. dgl., bei denen das Gewicht des Grabgerätes durch ein verfahrbares Gegengewicht ausgeglichen wird. 5. VIII. 37. Österreich.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 8. Februar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 a, Gr. 28/51. M 139 700. Erfinder: Richard Thomas, Lauchhammer i. Sa. Anmelder: Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Gleisrückmaschine. 4. XI. 37. Österreich.
- Kl. 19 c, Gr. 5/01. K 145 423. Erfinder, zugleich Anmelder: Richard Klinger, Berlin-Schöneberg. Ortsbewegliche Fahrbahn. 10. II. 37.
- Kl. 20 i, Gr. 30. W 101 139. Erfinder, zugleich Anmelder: Albert Winckler, Berlin-Charlottenburg. Verfahren und Einrichtung zur Regelung und Sicherung des Eisenbahnbetriebes. 15. V. 37.
- Kl. 42 k, Gr. 20/02. S 122 712. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zur dynamischen Untersuchung von Werkstoffen durch Schwingungsbeanspruchung. 18. V. 36.
- Kl. 61 a, Gr. 29/07. P 73 745. Anton Piller K.-G. Maschinenfabrik, Osterode, Harz. Schutzraumbelüfter. 29. VIII. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. D 76 732. Erfinder: Dipl.-Ing. Walter Brandt, Berlin-Halensee. Anmelder: Auergesellschaft Akt.-Ges., Berlin. Überdruckventil für Luftschutzräume. 2. XII. 37. Österreich.
- Kl. 84 c, Gr. 6. E 49 898. Erfinder: Hans Mößlang, Hamburg u. Wilhelm Maaß, Hamburg-Harburg. Anmelder: Ebano Asphaltwerke Akt.-Ges., Hamburg. Verfahren zum Verfüllen und Dichten poröser, durchlässiger Bodenschichten, wie Kies-, Sand- u. dgl. Schichten. 26. VI. 37. Österreich.