Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 77 (1959)

Heft: 19

Artikel: Neuere Entwicklungen der Untersuchung und Berechung von Flachfundationen

Autor: Muhs, Heinz

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84251

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Tabelle 1. Geräuschkriterien für Komfort-Klimaanlagen

Raumbestimmung	Geräuschkriterien GK-Kurve	Filter A
Radio-Studios, Konzertsäle	20	25—30
Konferenzräume (grosse), Schauspiel-Theater (500 Pl. ohne Verstärker), Versammlungsräume	25	30—35
Schulräume (ohne Verstärker), Fernseh-Studios, Musikräume	25	35
Schlafzimmer (privat)	30	35—45
Konferenzräume (klein), Kinos	30	40
Hotelzimmer, Appartements	30	35—40
Kirchen, Spitäler, Präsidialbüros	30	40
Gerichtssäle, Bibliotheken	30	40—45
Privatbüros (kleine)	35	45
Allgemeine Büros	40	50
Technische Büros, Restaurants	45	55
Verkaufsläden, Stadions, Sporthallen (geschlossene)	50	60
Schreibmaschinen-Büros	55	65
Industrielle Räume	60	70

Physiologische Bewertung der Geräuschkriterien-Kurven

GK 20—30 = sehr ruhig
GK 25—35 = ruhig
GK 30—40 = leichtes Geräusch
GK 35—45 = mässiges Geräusch
GK 45—60 = lärmig

neueste und bis anhin beste Methode zur Kennzeichnung von Geräuschen. Anstelle von Phon-Einzelwerten wird hier die je nach Raumbestimmung zulässige Lautheit (Tabelle 1) durch eine Kurvenschar festgelegt. Die einzelnen Geräusch-Kriteriums-Kurven (GK) kennzeichnen die für die verschiedenen Anwendungsgebiete einzuhaltenden Spektren. Aus der Lage der auf Grund von Oktavanalysen eingetragenen Kurven lässt sich das vorhandene Geräuschniveau — und zwar mit subjektiven Masstäben gemessen — eindeutig erkennen.

*

Die Klimaanlage im Zürcher Kunsthaus zählt zu den grössten Anlagen solcher Art in Zürich. Sie erfüllt eine schwierige Aufgabe, ohne irgendwelche fremde Eingriffe in ihrer Aufgabe zu erfordern noch zu erlauben. Geschultes Bedienungspersonal ist nicht erforderlich; die Wartung ist trotz ihrer Ausdehnung einfach und benötigt wenig Zeit. Die Meisterung aller mit der Anlageeinrichtung gestellten Probleme war jedoch nur möglich dank dem grossen Verständnis der Baukommission und der von den Architekten Gebr. Pfister, Zürich, unermüdlich gewährten engen Zusammenarbeit in der Lösung der technischen und baulichen Aufgaben.

Adresse des Verfassers: Ing. *W. Häusler*, Stampfenbachstr. 56, Zürich 6.

Thermische Turbomaschinen

DK 621.4:621.51

Der starke Einfluss einer anerkannten Autorität macht sich oft erstaunlich lange bemerkbar. Seit der letzten Auflage des grundlegenden Werkes von Stodola sind die zusammenfassenden Darstellungen des Gebietes der Turbomaschinen, und insbesondere der Dampfturbine, in ihren grossen Zügen den Richtlinien des Meisters treu geblieben. Die seither erfolgten raschen Fortschritte auf dem Gebiete der Strömungsmechanik, deren Ergebnisse sich in Form zahlreicher Veröffentlichungen in technischen Zeitschriften finden, wurden dabei als verstreute Aufsätze nicht systematisch verwertet.

Es ist nun das grosse Verdienst von Prof. Traupel, mit dieser Tradition gebrochen und eine umfassende Theorie der Turbomaschinen gegeben zu haben, die sich auf die neuesten Erkenntnisse der Thermodynamik und der Dynamik der Gase stützt *). Folgerichtig geht er zuerst ausführlich auf die Grundlagen ein und zeigt, wie man, darauf aufbauend, logisch zu den Regeln für den Entwurf und die Konstruktion einer bestimmten Maschine gelangt.

Dieser erste Band ist im wesentlichen theoretisch, enthält jedoch zahlreiche Konstruktionsbeispiele, Rechnungsergebnisse und die Mittel, die es dem Konstrukteur ermöglichen, rasch die notwendigen Zahlenwerte zu erhalten. Dem Verfasser ist es gelungen, jedem Kapitel die Form einer Monographie derart zu geben, dass es nicht erforderlich ist, den ganzen Band durchzublättern, um eine gesuchte Angabe aufzufinden. Man muss ihm auch zu der systematischen Anwendung der Giorgi-Masseinheiten und von dimensionslosen Grössen gratulieren, die eine einheitliche Schreibweise der Grundgleichungen erlaubt, wie man sie selten in ähnlichen Werken findet.

Es können hier nicht alle Kapitel aufgezählt werden. Vielmehr genügt es, hervorzuheben, dass die wesentlichen Aspekte der Turbomaschinen und ihrer Elemente mit Sorgfalt und bemerkenswerter Meisterschaft behandelt sind. Nach einer kurzen Zusammenfassung der Grundlagen der Thermodynamik und einem Abriss der Strömungslehre wird die Theorie der Turbinen- und Verdichterstufe sowie des Schaufelgitters eingehend, unter Berücksichtigung der räumlichen Strömung durch die Turbomaschinen behandelt. Die Zusammenfassung der Berechnungsunterlagen für alle drei Maschinentypen in einem Kapitel wird vom praktisch tätigen Ingenieur sehr geschätzt werden. Die sehr vollständige Bibliographie lässt den enormen Umfang des gründlich durchgeführten Literaturstudiums erkennen.

Sicher wird dieses Werk für lange Zeit dem Konstrukteur thermischer Turbomaschinen eine unentbehrliche Hilfe sein.

Dr. *P. de Haller*, Winterthur

*) Thermische Turbomaschinen. I. Band. Von *Walter Traupel*. 407 S. mit 403 Abb. und sechs Tafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1958, Springer-Verlag. Preis geb. DM 58.50.

Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen

Von Dr.-Ing. **Heinz Muhs**, Berlin

DK 624.151.5.001.2

Schluss von S. 272

Die Gegenüberstellung der vereinfachten Last-Setzungslinien der Versuche im Grundwasser und der entsprechenden Parallelversuche im erdfeuchten lockeren bis mitteldichten

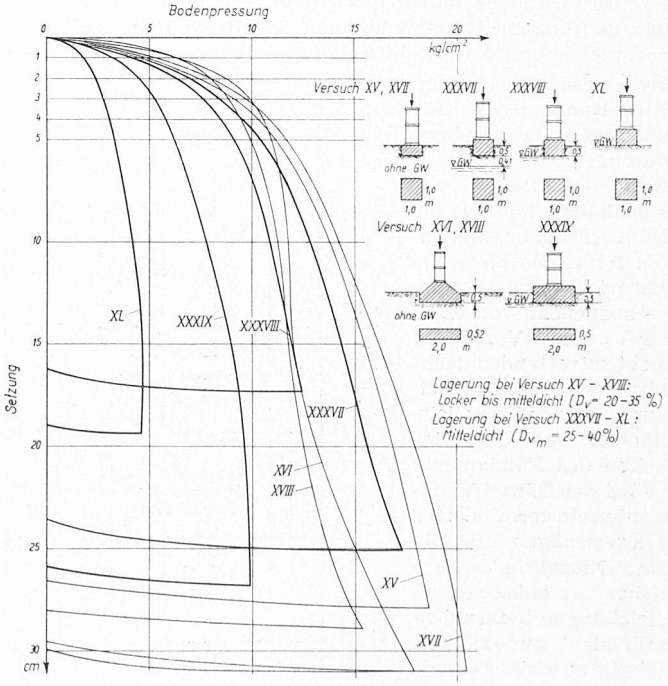

Bild 20. Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Grundwasserstand im lockeren bis mitteldichten Sand

Sand (Bild 20) zeigt, wie stark die Tragfähigkeit mit kleiner werdendem Abstand des Grundwasserspiegels von der Fundamentsohle abnimmt. Deutlich tritt auch wieder das ungünstige Verhalten der gestreckten rechteckigen Lastplatte gegenüber der gedrungenen quadratischen Lastplatte hervor und ganz besonders deutlich die geringe Tragkraft eines ohne Einbindetiefe gegründeten Fundaments. Im dichten Sand (Bild 21) war die durch die Versuche festgestellte Abnahme der Bruchbelastung durch Anstieg des Grundwassers bis zur Gründungssohle geringer als im lockeren bis mitteldichten Sand; sie betrug beim rechteckigen Fundament nur knapp 10 % gegenüber rd. 45 bis 55 % im lockeren bis mitteldichten Sand.

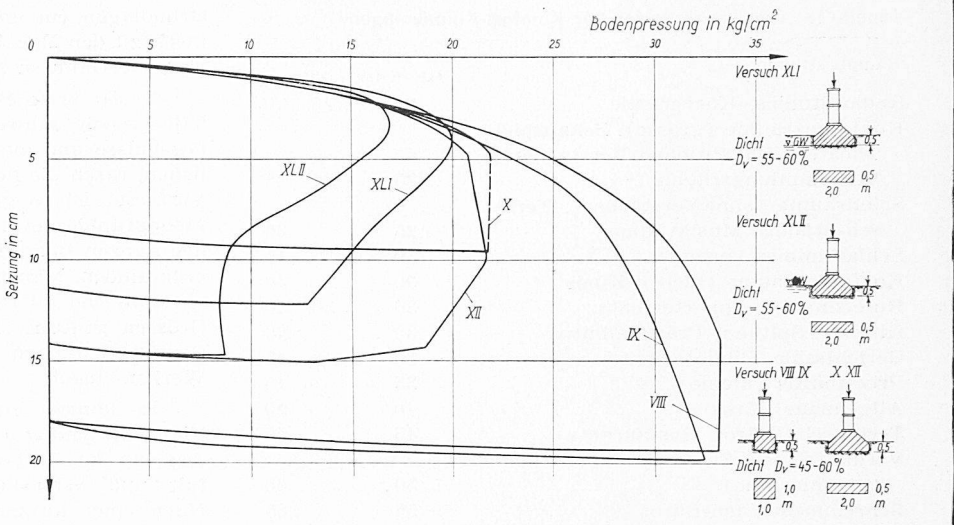

Bild 21. Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Grundwasserstand im dichten Sand

Für die Tragfähigkeit ungünstig sind auf Grund der Versuchsergebnisse also: Eine kleine Fundamentbreite bzw. eine zu gestreckte Fundamentform, eine kleine Einbindetiefe, ein kleiner Abstand vom Grundwasserspiegel und eine lockere Lagerung der Gründungsschicht.

Dies stimmt grundsätzlich mit der Theorie überein. Der *zahlenmässige* Vergleich der Versuchsergebnisse mit den nach *Terzaghi* [12]) oder *Schultze* [13]) berechneten Bruchlasten zeigt allerdings, dass die Grundbruchformeln für den Fall der untersuchten Einzelfundamente im dichten und lockeren bis mitteldichten Sand erheblich zu niedrige Bruchbelastungen liefern, wenn man die heute für diese Böden üblicherweise benutzten Reibungswinkel von 35° bzw. 30° und die in dem erdfeuchten Sand festgestellte scheinbare Kohäsion [14]) von max. 0,08 kg/cm² zugrunde legt. Aber selbst wenn man die den untersuchten Lagerungsdichten wirklich entsprechenden, d. h. durch Scherversuche bei verschiedenen Lagerungsdichten ermittelten Reibungswinkel (Bild 22) in die Grundbruchgleichungen einsetzt, d. h. Winkel bis zu 35½° für den lockeren bis mitteldichten Sand und bis zu 39½° für den dichten Sand, ergeben sich im dichten Sand rechnerisch noch zu kleine Bruchbelastungen, ganz besonders bei den quadratischen Fundamenten.

Die Versuche haben ausserdem erkennen lassen, dass das gedrungene Einzelfundament spezifisch mehr trägt als der gleich breite, unendlich lange Fundamentstreifen, und zwar deshalb, weil beim Einzelfundament die oben schon besprochene durchgehende räumliche Gleitfläche zur Ausbildung kommt, die beim Fundamentstreifen fehlt. Die bisherige Theorie nimmt dagegen — ausgehend von einer nach den Versuchen nicht zutreffenden dachförmigen Ueberschneidung von vier Gleitflächen vor den vier Seiten des Fundaments — bei den Einzelfundamenten ein vermindertes Tragvermögen an. Die für Einzelfundamente bisher entwickelten Gleichungen liefern deshalb nicht nur zahlenmässig zu kleine Grundbruchlasten, sondern gehen darüber hinaus von falschen Voraussetzungen aus. Wir hoffen, im Jahre 1959 eine abschliessende Arbeit über die Auswertung der Versuchsergebnisse in theoretischer Richtung veröffentlichene zu können, die diese für die Baupraxis wichtigen Mängel beseitigt und ein zutreffendes Verfahren zur Berechnung der Bruchbelastungen von mittig belasteten Einzel- und Streifenfundamenten angibt.

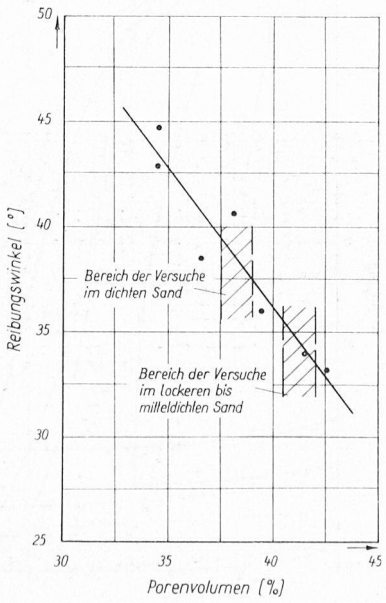

Bild 22. Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Porenvolumen

Ueber die sehr interessanten Ergebnisse der Versuche von Dipl.-Ing. *Kahl* mit ausmittiger Belastung kann ich mich hier nur ganz kurz äussern. Für die Praxis sehr wichtig ist, dass sich bei allen Versuchen mit Stellung der Last im Drittelspunkt aus den gemessenen Setzungen, Sohldrücken und Aufbruchfiguren bzw. Geländebewegungen neben den Fundamenten eindeutig ergab, dass die gemäss der Lastanordnung zu erwartende dreieckförmige Sohldruckverteilung sich nur dann einstellte, wenn die Last in das Fundament punktförmig eingeleitet wurde (Bilder 23 und 24). Bei flächenförmiger Lasteinleitung, wie sie in der Praxis gewöhnlich vorkommt, ergab sich dagegen sowohl aus den Setzungs- und Sohldruckmessungen (Bild 25) als auch aus den Grundbruchfiguren (Bild 26) eine stark trapezförmige, teilweise fast rechteckförmige Sohldruckverteilung. Die Lastresultierende ist hiernach bei der flächenförmigen Lastübertragung innerhalb der Belastungsvorrichtung vom Kernrand in Richtung zur Fundamentmitte gewandert (Bild 27). Aehnliches muss auch bei ausmittig belasteten Pfeilern oder Wänden erwartet werden, was bedeutet, das die grossen Spannungsspitzen unter der lastzugewandten Fundamentkante im Baugrund *nicht* in der rechnerischen Grösse auftreten. Dafür tritt in den Pfeilern und Wänden aber eine entsprechend höhere Belastung in den in Frage kommenden Teilen des Querschnitts auf.

Der Vergleich der gemessenen Setzungen mit den gemessenen Sohldrücken zeigt im übrigen, dass sich die Setzungen an den Fundamentkanten wie die dortigen Sohldrücke verhielten. Ein Vergleich der mittleren Fundamentsetzung der ausmittigen Versuche ergab demzufolge eine gute Uebereinstimmung mit den Setzungen der Versuche mit mittiger Belastung, und zwar sowohl im lockeren und dichten Sand (Bild 28) als auch für die quadratischen und rechteckigen Fundamente (Bild 29).

Die vorstehend geschilderten Versuchsergebnisse, die vielleicht in mancher Hinsicht überraschend erscheinen, und die aus ihnen gezogenen Schlüsse werden durch die an alten Flachgründungen in Berlin gewonnenen Erfahrungen ein-

12) *Terzaghi* und *Jelinek:* Theoretische Bodenmechanik. Berlin — Göttingen — Heidelberg, Springer-Verlag, 1954.

13) *Schultze:* Standsicherheit der Grundbauwerke. Grundbau-Taschenbuch, Band. I, S. 118. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, 1955.

14) *Kahl* und *Neuber:* Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur Feststellung der scheinbaren Kohäsion von erdfeuchtem Sandboden. Schriftenreihe «Fortschritte und Forschungen im Bauwesen», H. 28, Reihe D, Grundbau. Stuttgart, Franckh'sche Verlagshandlung, 1957.

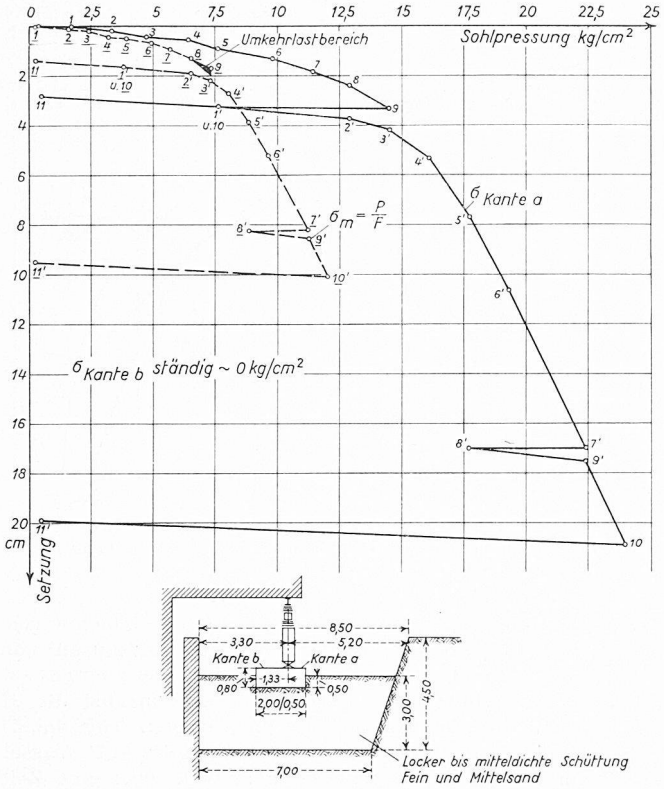

Bild 23. Last-Setzungslinien der beiden Kanten und der Fundamentmitte bei ausmittiger Belastung eines Rechteckfundaments mit gelenkiger Lastübertragung

deutig bestätigt, wonach bei vielen älteren Bauwerken mittlere Bodenpressungen und Kantenpressungen unter die Fundamente ausmittig belastenden Giebelwänden vorhanden sind oder vorhanden waren, die nach den bestehenden Vorschriften bei weitem nicht zulässig wären.

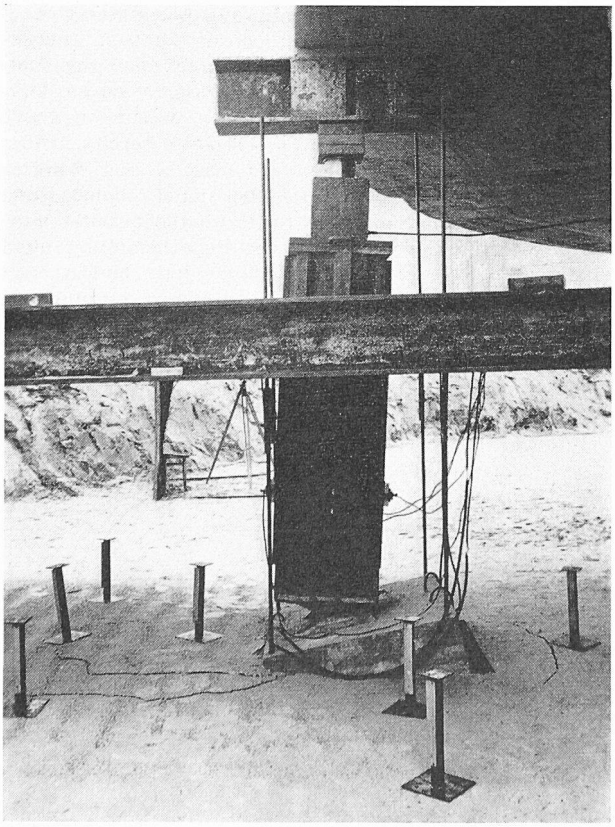

Bild 24. Verkippung und Bodenaufbrüche bei ausmittiger Belastung eines quadratischen Fundaments mit gelenkiger Lastübertragung

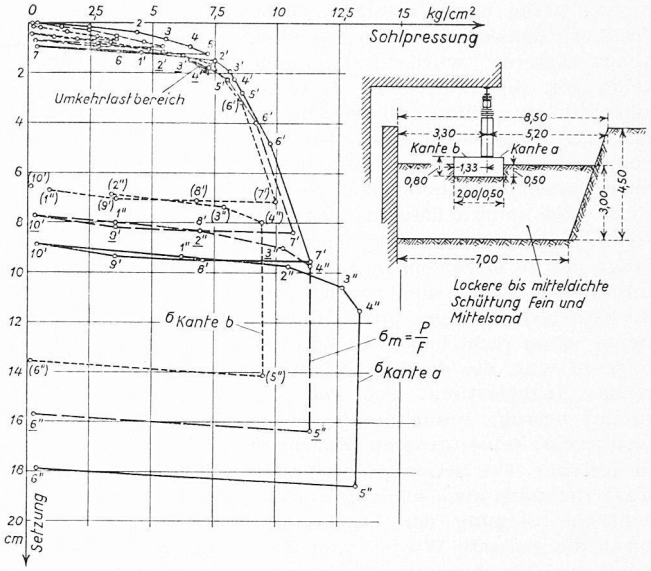

Bild 25. Last-Setzungslinien der beiden Kanten und der Fundamentmitte bei ausmittiger Belastung eines Rechteckfundaments mit flächenförmiger Lastübertragung

Wegen der untereinander widerspruchsfreien Ergebnisse der vielen Grossmodellversuche und ihrer Bestätigung durch die Praxis wenden wir bei unserer Gründungsberatung die Versuchsergebnisse nunmehr schon seit Jahren an. Welche Möglichkeiten sich dabei bei voller Ausnutzung der Tragfähigkeit einer wirklich dicht gelagerten Sandschicht ergeben, soll das folgende *Beispiel* zeigen.

Beim *Umbau des Gärkellergebäudes* einer alten Brauerei ergaben sich dadurch, dass in zwei Geschossen anstelle der früheren Holzfässer rechteckige, metallene Behälter aufgestellt wurden, die die Nutzfläche viel stärker ausfüllten (Bild 30), sehr hohe Beanspruchungen der alten Streifenfundamente. Die Nachmessung ihrer Abmessungen zeigte, dass die Fundamente im Mittel 0,75 m in den Untergrund einbanden (von Oberkante Kellersohle aus) und gewöhnlich 1,0 m breit waren. Damit ergab sich die künftige Bodenpressung zu 8,3 kg/cm². Es war zu entscheiden, ob diese Belastung dem Untergrund zugemutet werden könnte oder ob eine Unterfahrung und Verbreiterung der sehr langen Streifenfundamente erforderlich sei.

Die Untersuchung der Lagerungsverhältnisse der in den Schürfgruben angetroffenen, von dünnen Geschiebelehmschichten unregelmässig durchsetzten Fein- und Mittelsande durch Schlagsondierungen erbrachte den Nachweis, dass die Gründungsschicht bis zur Untersuchungstiefe von rd. 3 m unter Fundamentunterkante sehr dicht gelagert war. Damit war die erste und wichtigste Voraussetzung für die Zulassung einer extrem hohen Bodenpressung erfüllt. Da bei

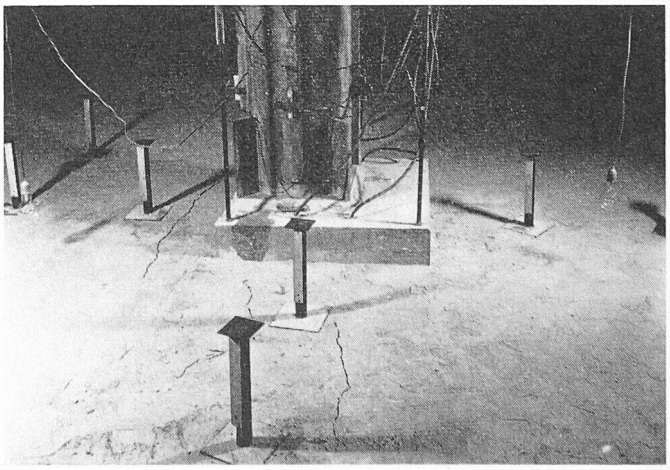

Bild 26. Rissbildung bei ausmittiger Belastung eines quadratischen Fundaments mit flächenförmiger Lastübertragung

ihr vor allem über die erforderliche Grundbruchsicherheit Zweifel bestehen mussten, wurde sodann eine Reihe von Scherversuchen durchgeführt, um zu prüfen, ob in dem an mehreren Untersuchungsstellen gewonnenen Probematerial überall mit einem hohen Reibungswinkel gerechnet werden konnte. Dies war der Fall. Schliesslich wurde auch noch die Frage der zu erwartenden Setzungen untersucht. Da die rechnerische Höchstbelastung der alten Fundamente schon recht hoch (6,8 kg/cm²) gewesen war, die darüber hinausgehende Neubelastung also nur 1,5 kg/cm² betrug, brauchten hier von vornherein keine grossen Bedenken zu bestehen. Die Setzungsberechnung ergab demnach auch nur eine voraussichtliche Setzung der Fundamente durch die gesamte Wieder- und Neubelastung, d.h. durch eine Belastungssteigerung um 5,5 kg/cm², von rd. 1 cm.

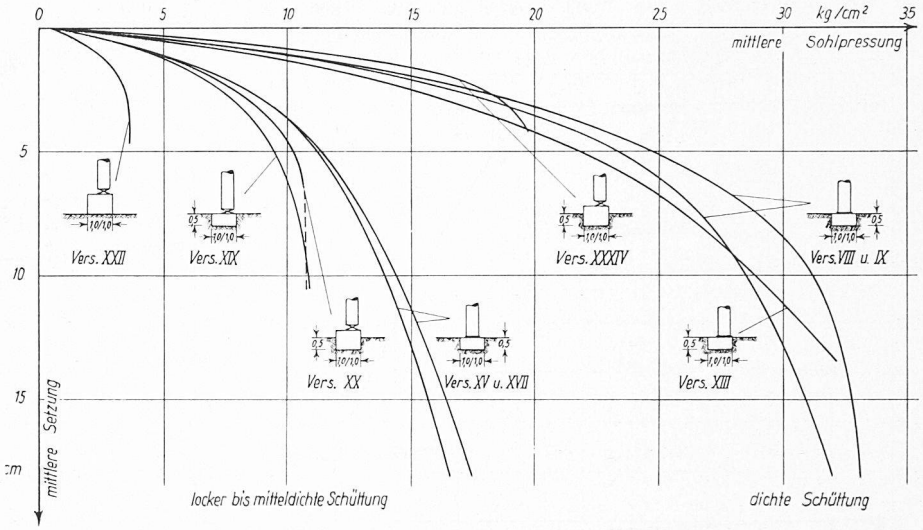

Bild 28. Vergleich der Last-Setzungslinien von mittig und ausmittig belasteten Quadratfundamenten

Auf Grund der Ergebnisse dieser Untersuchungen wurde der Wiederverwendung der alten Fundamente zugestimmt, jedoch die Bedingung gestellt, die kritische Lasterhöhung durch die Nutzlast von 6,0 auf 8,3 kg/cm² unter kontrollierten Bedingungen vor sich gehen zu lassen. Durch gleichmässiges Füllen aller Gärbehälter konnte einerseits erzwungen werden, dass alle Fundamente zeitlich gleichmässig belastet, d. h. zu einer gleichmässigen Setzung veranlast wurden. Anderseits konnte durch genaues Beobachten dieser Setzungen an verschiedenen Mauern dabei gleichzeitig geprüft werden, ob die Setzungen in der vorausgesagten Grösse auftreten oder ob der Setzungsverlauf den Beginn eines Grundbruchs andeutet.

Die Umbauarbeiten wurden daraufhin ohne Verstärkung der Fundamente ausgeführt. Nach Aufstellung der neuen Gärbehälter, die bis zu einer Höhe von 1,8 m gefüllt werden konnten und durch die genaue Kenntnis ihres Inhalts und damit ihrer Last der Probefüllung den Charakter einer Probebelastung der gesamten betroffenen Fundamente verliehen, wurde in den Kellerwänden eine grössere Anzahl von Stahlbolzen zur Beobachtung der Setzungen eingesetzt (Bild 31) und eingemessen. Dann wurden zunächst die 37 Behälter des unteren Gärkellers, am nächsten Tag die 34 Behälter des oberen Gärkellers gleichmässig mit Wasser gefüllt und dabei die Setzungen gemessen, was eine Zeit von 7½ Stunden und 8¼ Stunden in Anspruch nahm. Während des Füllens der Behälter im unteren und oberen Gärkeller wurden je drei Einmessungen der Höhenpunkte vorgenommen. Ausserdem wurde je eine Messung unmittelbar vor Beginn und nach Beendigung der Füllung der Behälter eines Geschosses ausgeführt. Nachdem die volle Last mehrere Stunden gewirkt hatte, wurde nochmals gemessen und unmittelbar danach mit der Entleerung der Behälter begonnen.

Die Auftragung der gemessenen Setzungen (s. Bild 31) zeigte, dass sich die Punkte innerhalb der belasteten Grundrissfläche im Mittel um rd. 0,16 cm gesetzt hatten. Ausserdem war zu erkennen, dass die Setzungen nach der Entlastung annähernd vollständig zurückgegangen waren. Daraus und aus dem geringen Ausmass der Setzungen ergab sich die Vermutung, dass die Fundamente bereits früher einmal, wahrscheinlich während des Ersten und Zweiten Weltkrieges, annähernd bis zu den bei der Probebelastung erreichten Werten oder sogar darüber hinaus belastet worden waren, dass es sich also bei der Probebelastung nicht um eine echte Erstbelastung gehandelt hat. Hierin liegt *ein* Grund für die gegenüber der rechnerischen Setzung von 0,4 cm gemessene Setzung von nur 0,16 cm.

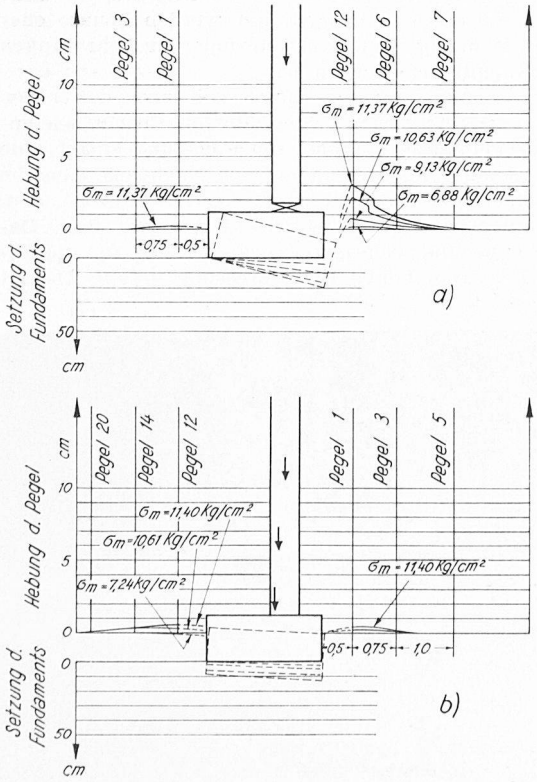

Bild 27. Verkippung und Bodenaufbruch bei ausmittiger Belastung eines Rechteckfundaments a) bei gelenkiger und b) bei flächenförmiger Lastübertragung

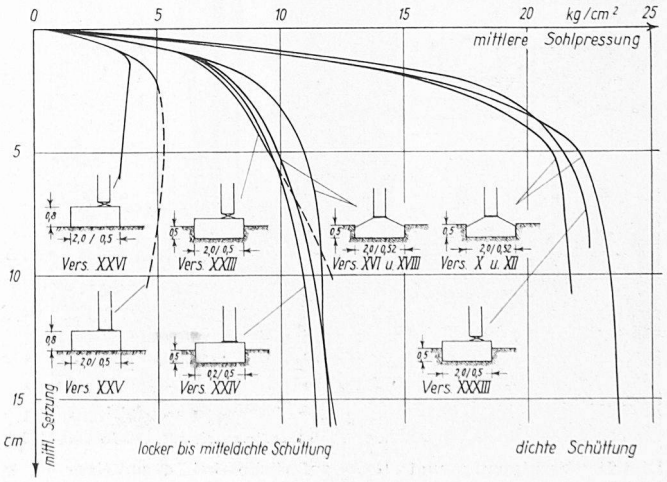

Bild 29. Vergleich der Last-Setzungslinien von mittig und ausmittig belasteten Rechteckfundamenten

Ein weiterer Grund hierfür liegt darin, dass — wie die Messungen ergeben haben — sich auch nicht direkt durch die Gärbehälter belastete Wände um rd. 0,10 cm gesetzt haben. Danach haben diese Wände infolge der Steifigkeit des Gebäudes bei der Probebelastung ebenfalls einen erheblichen Teil der aufgebrachten Last übernommen. Die Belastungen der direkt belasteten Wände sind demnach entsprechend geringer gewesen als auf Grund der statischen Berechnung angenommen worden ist, was dazu beigetragen hat, dass die zu erwartenden Setzungen zu gross (0,4 cm) geschätzt worden sind.

Ich glaube, dass diese Gründungsuntersuchung ein besonders überzeugendes Beispiel für die Möglichkeiten der Ausnutzung der Tragfähigkeit von wirklich dicht gelagertem Sand einerseits und für die Anwendung der Ergebnisse der beschriebenen Forschungsarbeiten über die Grundbruchsicherheit von Sand andrerseits darstellt.

Als weitere Anwendung nenne ich die Gründung der 8- bis 17geschossigen Wohnhochhäuser im Hansaviertel in Berlin, die durch die Berichte über die Internationale Bauausstellung 1957 (Interbau) bekannt geworden sind [15]). Die meisten dieser Wohnhochhäuser sind auf aufgeschüttetem und dabei lagenweise verdichtetem, gleichförmigem Sand mit Stärken bis zu 4,5 m auf Einzel- und Streifenfundamenten mit Bodenpressungen aus Eigengewicht bis zu 3,15 kg/cm² gegründet worden. In vier Fällen wurde eine Plattengründung ausgeführt.

3. Setzungen im Sand

Da die *Setzungen der Wohnhochhäuser* (Bild 32) im Rahmen eines vom Bundesminister für Wohnungsbau erteilten Forschungsauftrags sehr genau gemessen worden sind, möchte ich hier kurz auf diese Messungen und ihre Ergebnisse sowie auf die Setzungsberechnungen im nichtbindigen Boden eingehen.

Zur Messung der Setzungen an diesen Gebäuden wurden im wesentlichen zwei Verfahren angewendet. Die absoluten Setzungen gegenüber dem amtlichen Festpunktnetz wurden durch Feinnivellements gemessen. Ausserdem wurden zur Feststellung der unterschiedlichen Setzungen im Innern der meisten Bauwerke Messungen mit einer Präzisionsschlauchwaage ausgeführt (Bild 33). Die Messung mit der Schlauchwaage hat den Vorteil, dass in den Kellern der Gebäude sehr frühzeitig und ohne zu grosse Behinderung durch den Baubetrieb und das Wetter gemessen werden kann, und zwar auch an den im Innern der Gebäude gelegenen Stützen und Wänden, die durch die üblichen Nivellements nicht beobachtet werden können. Ausserdem erhält man mit der Schlauchwaage sofort den Setzungsunterschied der beiden untersuchten Punkte, wobei — wie die mehrjährigen Messungen im Hansaviertel bewiesen haben — mit einer Präzisionsschlauchwaage eine Genauigkeit von $^1/_{10}$ mm, die in allen Fällen ausreichend sein dürfte, erreicht werden kann.

Ueber die Durchführung und Auswertung dieser Messungen im einzelnen wird demnächst ein ausführlicher Bericht veröffentlicht werden. Hier sei nur mitgeteilt, dass die an zehn Bauwerken gemessenen mittleren Setzungen von jeweils 10 bis 18 Messpunkten an den Aussenwänden zwischen rd. 0,6 und 1,8 cm lagen. Die vor Beginn der Messungen schon eingetretenen Setzungen können nach den aufgetragenen Last-Setzungslinien bei den Plattengründungen höchstens 0,5 cm betragen haben, während sie bei den Einzel- und Streifenfundamenten erheblich kleiner waren. Die grössten Setzungen traten eindeutig unter den auf

15) *Neumeuer:* Baugrunduntersuchungen und Gründungen beim Wiederaufbau des südlichen Hansaviertels in Berlin-Tiergarten, «Baumaschine und Bautechnik» 5 (1958), S. 43.

Bild 32. Bauobjekt 1 im Hansaviertel

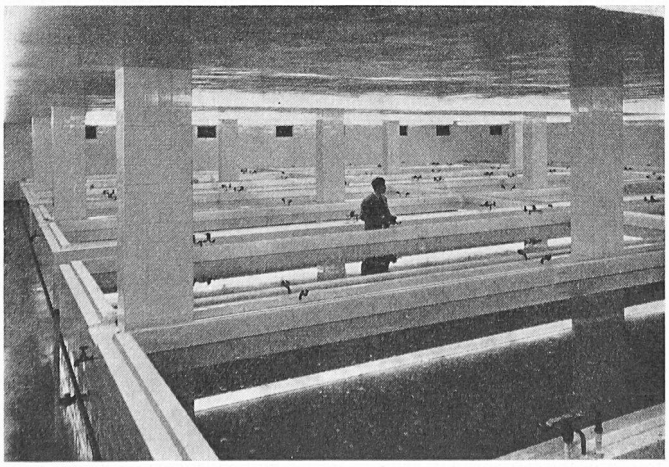

Bild 30. Gärbehälter in einem Brauereigebäude

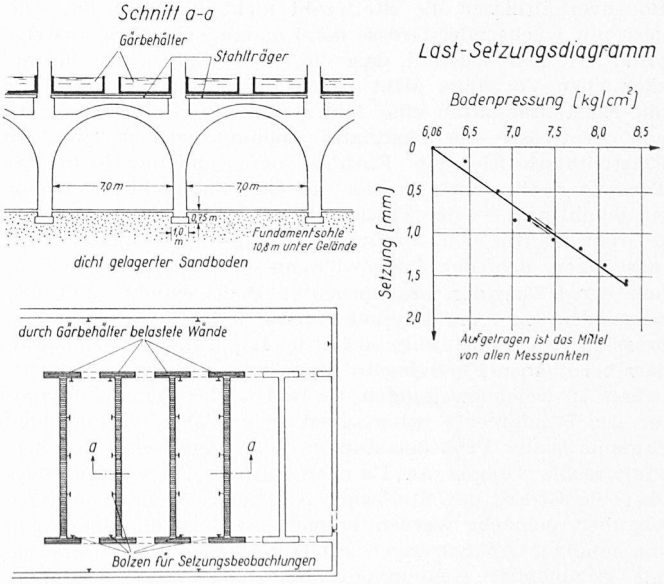

Bild 31. Setzungen bei der Probefüllung der Gärbehälter in einem Brauereigebäude

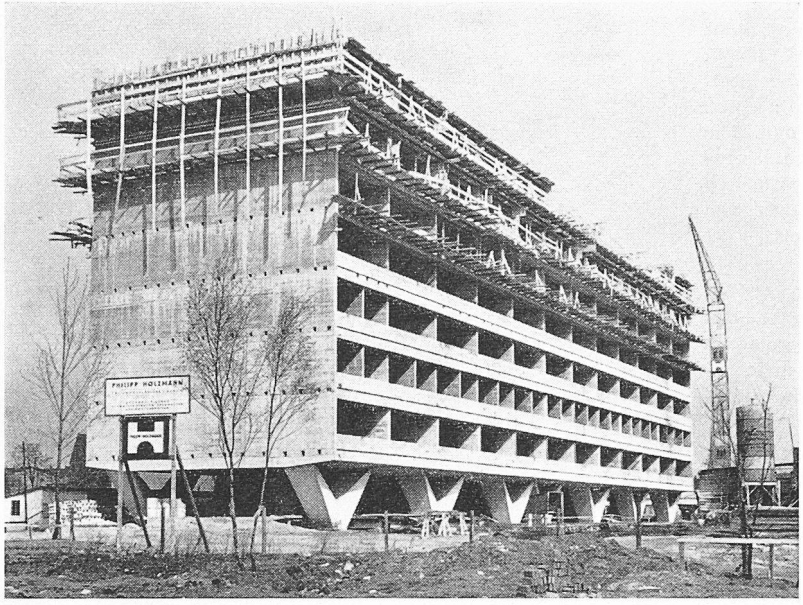

Bild 34. Objekt 14 im Hansaviertel

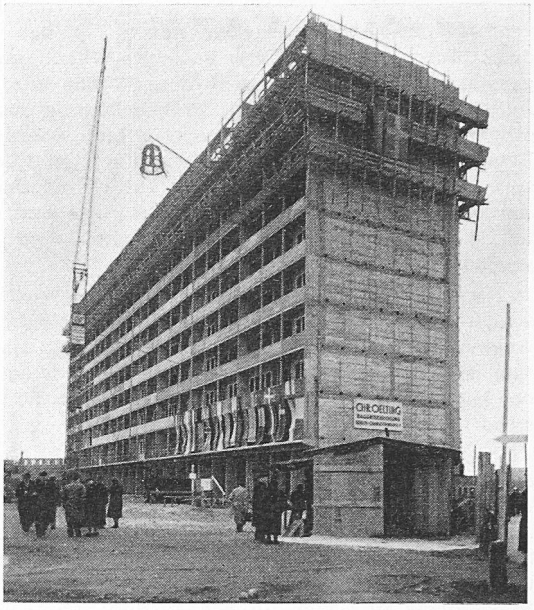

Bild 35. Objekt 20 im Hansaviertel

Platten gegründeten Bauwerken auf, was der Theorie entspricht, da von den grossen Platten ein tieferer Bereich des Untergrundes zusätzlich beansprucht wird. Die grössten, an den Aussenwänden oder Aussenstützen gemessenen Setzungsunterschiede der z. T. sehr langen Gebäude (Bilder 34 und 35) betrugen rd. 0,20 bis 0,80 cm. Die durch die Messungen mit der Präzisionsschlauchwaage gemessenen Setzungsunterschiede zwischen den Aussenwänden und der Mittelwand bzw. den Innenstützen betrugen 0 bis 0,2 cm. Wie nicht anders zu erwarten, traten die kleinsten Setzungsunterschiede im allgemeinen bei den auf Platten gegründeten Bauwerken auf.

Diese an zehn Bauwerken gemessenen Setzungen und Setzungsunterschiede sind sehr klein und für die Baukonstruktionen harmlos. Diese Ergebnisse beweisen, dass es möglich ist, auch derart hohe Gebäude auf verdichteten Sandschüttungen oder im nicht dicht gelagerten, gewachsenen Sandboden zu errichten.

Die Auswertung der Messungen nach der Elastizitätstheorie für den elastisch-isotropen Halbraum im Hinblick auf die Steifezahl des sandigen Untergrundes, der nach den durchgeführten Drucksondierungen in den für die Aufnahme der Bauwerkslasten noch wichtigen Tiefen meist nur locker bis mitteldicht gelagert war, zeigt, dass auch bei gleichen Bodenverhältnissen die Steifezahl nicht konstant ist, sondern mit wachsender Grösse der Fundamente stark ansteigt (Bild 36). Das bedeutet, dass die Elastizitätstheorie die tatsächlichen Vorgänge nicht richtig wiedergibt, weil bei ihr die Elastizitätsziffer eine Materialkonstante ist, die nicht von der Grösse der Lastplatte abhängt. Jedoch gibt die Elastizitätstheorie den Einfluss der Fundamentform der Tendenz nach richtig wieder, so dass sie recht brauchbar ist, wenn man bei der Festlegung der Steifezahl noch einen Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Fundamentabmessungen, d. h. der Tiefenwirkung des Bauwerks und damit der Dicke der beanspruchten Bodenschicht, einführt. Ausserdem sind die Einbindetiefe und die mittlere Bodenpressung von Bedeutung, sowie die Lagerungsdichte, besonders bei kleinen Fundamentabmessungen, bei denen die seitlichen Ausweichbewegungen des Bodens das Setzungsverhalten des Fundaments beherrschen. Die bisher vorliegenden Ergebnisse der Probebelastungen der *Degebo* und der Setzungsbeobachtungen an Bauwerken lassen erwarten, dass über die Grösse der Steifezahl bald ausreichend gesicherte Angaben gemacht werden können, so dass die Setzungen von sandigen Ablagerungen mit Hilfe der Elastizitätstheorie mit genügender Genauigkeit berechnet werden können. Auch hier sei wieder auf die bevorstehende Veröffentlichung der Forschungsarbeit von Dr. Neuber verwiesen.

4. Fundamentbeanspruchung

Für die Sicherheit einer Fundierung ist nicht nur die richtige Einschätzung der Setzungen und der Grundbruchsicherheit des Untergrundes notwendig, sondern es muss auch der Gründungskörper selbst — und zwar ganz gleich, ob es sich um ein Einzelfundament, einen Bankettstreifen oder um eine Gründungsplatte handelt — untersucht werden, ob er die auftretenden Beanspruchungen aufzunehmen vermag. Diese Berechnung stösst auf unüberwindbare Schwierigkeiten, wenn man nicht grosse Vereinfachungen sowohl in statischer als auch in bodenmechanischer Hinsicht vornimmt. Es kann nicht meine Aufgabe sein, auf dieses sehr schwierige Thema, das einer recht langen Behandlung bedürfen würde, hier auch nur einigermassen gründlich einzugehen. Ich möchte aber doch wenigstens über einige Punkte dieses Problems, dem in den letzten Jahren in Deutschland besonderes Interesse entgegengebracht wurde, einige Mitteilungen machen.

Für die Behandlung dieses Problems sind die Annahmen über die Verteilung des Sohldrucks unter dem Gründungskörper ausschlaggebend. Die bei praktischen Aufgaben oft angenommene gleichmässige Spannungsverteilung ist in Wirklichkeit nicht vorhanden. Bei der Untersuchung der Frage der tatsächlichen Sohldruckverteilung ist zwischen starren und elastischen Fundamenten zu unterscheiden.

Bei starren Fundamenten ist von einer Sohldruckverteilung auszugehen, wie sie sich nach den Spannungsausbreitungsgesetzen von *Boussinesq* für den elastisch - isotropen Halbraum ergibt. Es herrscht hiernach grundsätzlich eine hohlparabolische Sohldruckverteilung, d. h. an den Rändern sind die Spannungen grösser als

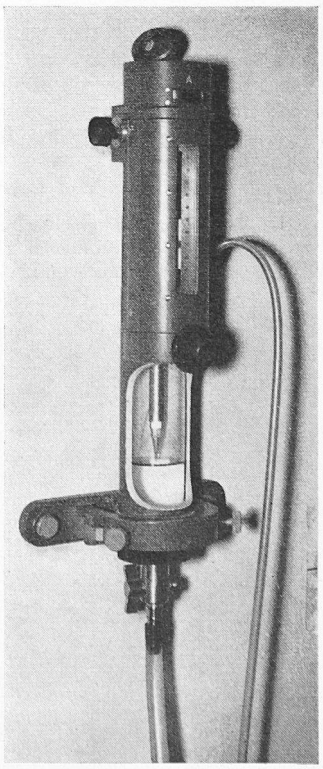

Bild 33. Präzisionsschlauchwaage von Prof. Dr. Meisser

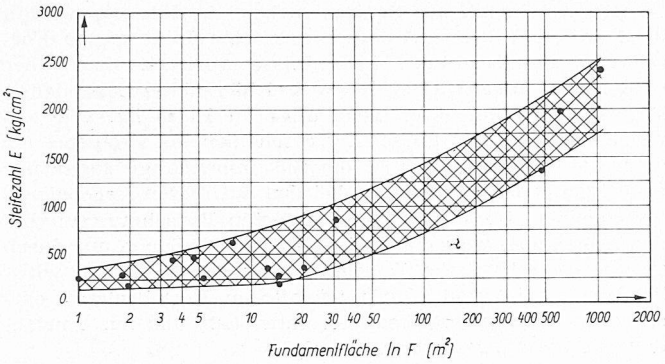

Bild 36. Abhängigkeit der Steifezahl des sandigen Untergrundes im Hansaviertel von der Flächengrösse der Fundamente

unter der Mitte des Fundaments. Dies gilt aber nur so lange, wie die Belastung so klein ist, dass nur elastische, jedoch noch keine plastischen Formänderungen im Untergrund auftreten. Entstehen infolge einer zu grossen Belastung plastische Formänderungen — und diese entstehen dort, wo die grössten Spannungen herrschen, d. h. am Rande des Fundaments —, so ändert sich infolge der sich dort ausbildenden Fliessbereiche die Sohldruckverteilung. Da der Randbereich infolge der seitlichen Ausweichbewegungen weniger zu tragen vermag als der Boden unter der Mitte des Fundaments, wird von der Mitte ein grösserer Teil der Last aufgenommen, als es vorher der Fall war. Je weiter die Last gesteigert wird, um so stärker wandert die vom Boden übernommene Last zur Fundamentmitte hin, und aus der vorher klar hohlparabolischen wird eine eindeutig vollparabolische Sohldruckverteilung. Dazwischen gibt es — abhängig von den Fliessmöglichkeiten des Bodens, d. h. von seiner Lagerungsdichte und der Einbindetiefe und Grösse und Form des Fundaments sowie der Grösse der Belastung — fast beliebig viele Uebergangsmöglichkeiten [16]).

Bild 37 zeigt links die bei einer der Probebelastungen der Degebo an einem quadratischen, mit einer Einzellast belasteten Fundament im wasserführenden und nur mitteldicht gelagerten Sand bei Belastungen zwischen 4,22 und 10,35 kg/cm² mit eingebauten Bodendruckdosen gemessenen Sohldrücke. Sie sind stets vollparabolisch verteilt. Wegen der geringen Gründungstiefe, der relativ lockeren Lagerung und des im Grundwasser nur geringen Raumgewichts des Sandes war hier ein seitliches Ausweichen des Bodens leicht möglich, d. h. auch schon bei der kleinsten aufgebrachten Belastung von 4,22 kg/cm². Je höher die Belastung wurde, je stärker also die seitlichen Fliessbewegungen des Bodens waren, um so ausgeprägter kam die vollparabolische Spannungsfigur zur Ausbildung. Auf der rechten Seite von Bild 37 ist demgegenüber das Ergebnis einer Messung an einem rechteckigen und mit einer Wandlast belasteten Fundament im erdfeuchten Sand dargestellt, der auch dichter als bei dem Versuch im wasserführenden Sand gelagert war. Bei den niedrigen Laststufen war hier noch eine geradlinige oder schwach hohlparabolische Spannungsverteilung vorhanden, weil hier wegen der dichteren Lagerung, der scheinbaren Kohäsion und dem höheren Raumgewicht des erdfeuchten Sandes die seitlichen Fliessbewegungen stärker behindert wurden. Bei höheren Belastungen bildeten sich aber auch hier immer stärker gekrümmte, vollparabolische Sohldruckverteilungen aus.

Das Messergebnis von Bild 37 rechts ist einer gerade abgeschlossenen Forschungsarbeit der Degebo über die Verteilung der Spannungen in der Sohlfuge und im Beton von starren, in Sand gegründeten Streifenfundamenten entnommen, die Ende des Jahres veröffentlicht werden soll [17]). Zur

[16]) *Schultze:* Die Verteilung der Sohlpressungen unter Fundamenten. Theorie und Wirklichkeit, «Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen», H. 18, 1958.

[17]) *Bub:* Beitrag zur Ermittlung der Verteilung der Normal- und Schubspannungen an der Sohle von Streifenfundamenten und zur Bemessung von Streifenfundamenten aus unbewehrtem Beton, Unveröffentlichtes Manuskript, 1958.

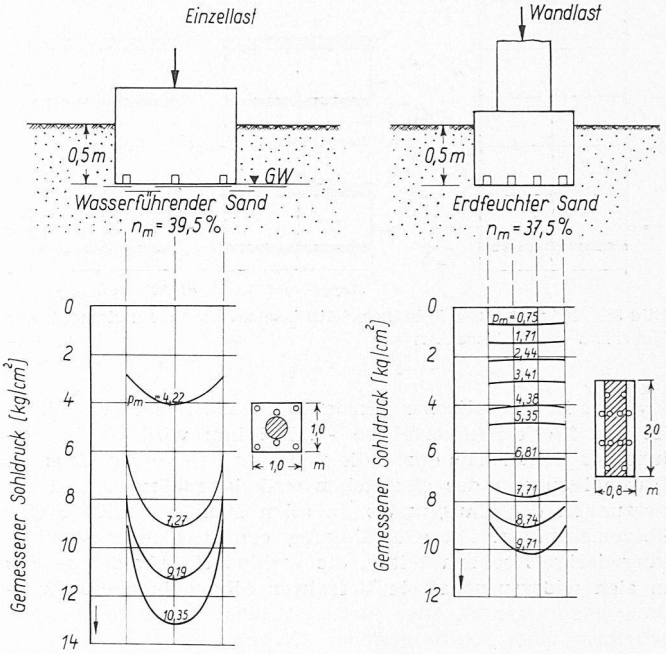

Bild 37. Gemessene Sohldruckverteilungen bei den Belastungsversuchen der Degebo im Sand

Bestimmung des Kräftespiels in den untersuchten Fundamenten wurden neben den Sohldrücken auch die Reibungskräfte in der Sohlfuge mit neu entwickelten Schubkraftmessdosen [18]) und die Betondruck- und Zugspannungen mit neu entwickelten Betondehnungsmessern gemessen. Auf Grund der umfangreichen Messergebnisse und ihrer rechnerischen Auswertung kommt der Bearbeiter des Forschungsauftrags, Reg.-Baurat *Bub,* zu dem Ergebnis, dass bei den üblichen, verhältnismässig niedrigen Bodenpressungen im Sand auch bei flach gegründeten Streifenfundamenten eine leicht hohlparabolische Sohldruckverteilung vorhanden sein kann bzw. sein wird, die zusammen mit der in der Sohlfuge wirkenden Schubkraft zu einer Erhöhung der für die Bemessung massgebenden Biegezugspannungen im Fundament führt, dass aber die bisher üblichen Bemessungsverfahren trotz Vernachlässigung aller spannungserhöhenden Einflüsse auf der sicheren Seite liegen, da mit sehr niedrigen zulässigen Biegezugspannungen gerechnet wird. Dieses für schmale und flach in Sand gegründete Fundamente gewonnene Ergebnis schliesst aber nicht aus, dass bei breiten oder tief gegründeten oder auf festen Böden aufliegenden Fundamenten mit u. U. sehr stark hohlparabolischer Spannungsverteilung gerechnet werden muss.

Nicht weniger verwickelt liegen die Verhältnisse, wenn es sich nicht um starre, sondern um elastische Gründungskörper handelt. Von elastischen Gründungskörpern ist bekannt, dass die Biegungsmomente schon empfindlich von nur kleinen Aenderungen der Sohldruckverteilung beeinflusst werden, die ihrerseits aber entscheidend von der Steifigkeit bzw. der Schlaffheit des Fundaments und des Ueberbaus abhängt. Hier hat sich der unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. habil. *Schultze,* Aachen, stehende Arbeitskreis «Berechnungsverfahren» der *Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau* bemüht, durch Vorbereitung der DIN 4018 «Richtlinien für die Berechnung von Flächengründungen» allgemeingültige Gesichtspunkte herauszuarbeiten, wann mit einer gleichmässigen Sohldruckverteilung, wann mit einer Sohldruckverteilung gemäss dem «Bettungsziffer-verfahren» und wann mit einer Sohldruckverteilung gemäss dem «Steifezifferverfahren» gerechnet werden darf bzw. soll. Besonders die demnächst bei dem Verlag Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin in Buchform erscheinenden Erläuterungen mit ausführlichen Rechenbeispielen für die verschiedenen Verfahren werden der Praxis gute Dienste leisten.

[18]) *Emschermann:* Messdose zum Ermitteln der Sohlreibung bei Fundamenten, «VDI-Z.» 99 (1957), S. 423.

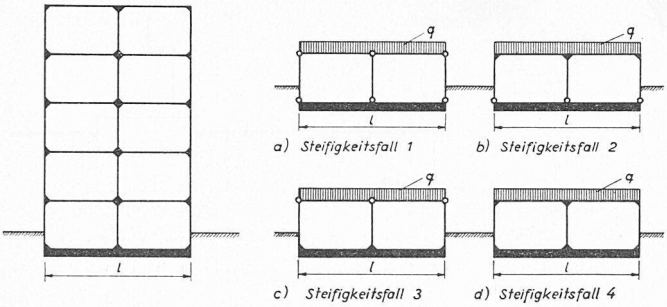

Bild 38. Mögliche Steifigkeitsverhältnisse zwischen Fundament und Ueberbau (nach Grasshoff)

Das in theoretischer Hinsicht einwandfreieste Verfahren ist das Steifezifferverfahren [19]). Bei ihm wird die Verteilung des Sohldrucks durch die Bedingung gefunden, dass die Durchbiegungen des elastischen Gründungskörpers und die Setzungen des Baugrundes in allen Punkten miteinander übereinstimmen. Diese Bedingung erfordert aber ziemlich langwierige Rechenarbeiten, die verhindert haben, dass das in sich widerspruchsfreie Verfahren allgemein zur Anwendung gekommen ist. Hier dürfte mit dem bevorstehenden Erscheinen einer umfangreichen Arbeit von Dr. *Kany* [20]), Nürnberg, eine Aenderung zu erwarten sein, da diese Arbeit alle Formeln, Nomogramme usw. in einer für die Praxis geeigneten Form enthält, um Zustands- und Einflusslinien für die Sohldrücke und Biegungsmomente berechnen zu können.

Um den Einfluss der Steifigkeit des Ueberbaus und der mehr oder weniger biegungssteifen Verbindung der Stützen oder Wände mit dem Fundament auf die Sohldruckverteilung elastisch gebetteter Gründungskörper abschätzen zu können und um über den Einfluss der Mächtigkeit der weichen Schicht auf die Sohldruckverteilung ein Bild zu erhalten, hat Dr. *Grasshoff* [21]), Wuppertal, im Rahmen eines mehrjährigen Forschungsauftrags 259 Beispiele nach einem neuen Berechnungsverfahren gemäss dem Steifezifferprinzip durchgerechnet. Für die Untersuchungen wurde vor allem eine verschiedene Steifigkeit des Gesamtbauwerks eingeführt, und zwar dadurch, dass einerseits ein völlig schlaffer und andrerseits ein völlig starrer Ueberbau betrachtet wurde (Bild 38); beide können entweder gelenkig oder biegungssteif mit dem elastischen Gründungskörper verbunden sein (vier Fälle). Die tatsächlichen Bauwerksteifigkeiten sind zwischen diesen Grenzfällen zu erwarten. Ferner wurde das Verhältnis der Länge des rechteckigen Gründungskörpers zu seiner Breite (fünf Fälle) und zur Dicke der nachgiebigen Schicht (drei Fälle) variiert und das Ergebnis der Untersuchungen dadurch sowohl auf schmale Streifenfundamente als auch auf Platten anwendbar gemacht. Ausserdem wurde das Verhältnis der Elastizitätsziffer des Betons zu der Steifezahl des Untergrundes (vier Fälle) so verändert, dass die Ergebnisse der Rechnungen für weichen Ton, steifen Lehm, festen Kies und Fels gelten können, d. h. fast alle praktisch vorkommenden Böden umfassen.

Auf die Ergebnisse dieser umfangreichen Arbeit kann ich hier nicht näher eingehen. Doch hielt ich es für richtig, auf diese für den Einfluss der untersuchten Grössen auf die Sohldruck- und Momentenverteilung aufschlussreiche Arbeit wenigstens aufmerksam zu machen. Ein besonders hervorzuhebendes Ergebnis ist die Tatsache, dass für eine möglichst günstige Momentenverteilung nicht eine mehr oder weniger grosse Steifheit des Gründungskörpers, sondern in erster Linie seine biegungssteife Verbindung mit den Stützen entscheidend ist.

[19]) *Ohde:* Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern, «Bauingenieur» 23 (1942), S. 99 und 122.

[20]) *Kany:* Berechnung von Flächengründungen, Berlin, Ernst & Sohn, 1959.

[21]) *Grasshoff:* Der Einfluss der Bauwerkssteifigkeit und der Schichtdicke auf die Sohldruckverteilung und die Biegemomente elastischer Gründungsbalken und -platten, 1. und 2. Bericht, Unveröffentlichtes Manuskript 1957 und 1958.

Damit bin ich am Schluss meiner Ausführungen. Man wird daraus erkennen, dass zwar eine Fülle neuer Forschungsergebnisse und Erkenntnisse vorliegt, dass aber trotzdem — und zwar bei allen drei hier näher behandelten Problemen — eigentlich noch alles im Fluss ist. Wie auf vielen Gebieten der Forschung erscheinen die Probleme bei gründlichem Eindringen in die Zusammenhänge sogar nur noch komplizierter. Dies soll bei den auf diesen Ergebnissen aufbauenden, für die Praxis geeigneten Berechnungsmethoden aber keineswegs der Fall sein. Jedoch können nur durch eine wissenschaftliche Durchdringung der Probleme wirklich gesicherte und den tatsächlichen Verhältnissen entsprechende Näherungslösungen entwickelt und zur Anwendung vorgeschlagen werden.

Adresse des Verfassers: Dr.-Ing. *Heinz Muhs,* Leiter der Degebo, Jebenstrasse 1, Berlin-Charlottenburg.

Wettbewerbe

Kath. Kirche mit Pfarrhaus und Vereinsräumen in Uster. Projektwettbewerb unter allen im Kanton Zürich heimatberechtigten oder seit mindestens 1. Januar 1958 niedergelassenen katholischen Architekten. Zugelassen werden ausserdem die Architekten, welche seit dem 1. Januar 1958 im Gebiete der Gemeinde Uster niedergelassen sind, ohne Rücksicht auf ihre Konfession. Zudem werden vier Architekten persönlich eingeladen. Als Fachrichter amten die Architekten H. Baur, Basel; Prof. R. Tami, Zürich; E. Schenker, Sankt Gallen, und als Ersatzmann H. A. Brütsch, Zug. Für Preise und Ankäufe stehen 15 000 Fr. zur Verfügung. Anforderungen: Situationsplan 1:500, Grundrisse, Fassaden und Schnitte 1:200, kubische Berechnung, Erläuterungsbericht, zwei perspektivische Innenansichten. Anfragen sind an HH. Dekan Bruggmann, Pfarrer in Uster, zu richten bis 31. Mai 1959. Ablieferung bis 5. September 1959 an HH. Dekan Bruggmann, Uster. Die Unterlagen werden gegen 20 Fr. abgegeben.

Oberstufenschulhaus Dübendorf. Der in Heft 17, S. 263 genannte Preisrichter Arch. Hans Müller wohnt nicht in Dübendorf, sondern in Zürich-Oerlikon.

Ankündigungen

S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau

Die Mitglieder-Hauptversammlung findet statt am Samstag, 9. Mai, 10.30 h im grossen Auditorium der Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne (aile est, rez-de-chaussée), 33, avenue de Cour, Lausanne. Nach dem geschäftlichen Teil Kurzvorträge über das «Comité européen du béton (CEB)»: *M. Hartenbach,* dipl. Ing., Bern: «Gründung, Ziel und bisherige Tätigkeit des CEB»; *G. A. Steinmann,* ing. dipl., Genève: «Résultats obtenus et recommandations du CEB».

Graphische Sammlung der ETH Zürich

Ausstellung *Otto Baumberger,* Auswahl 1945 bis 1959: Schwarz-weiss-Illustrationen zu de Coster und Grimmelshausen, farbige Blätter zur Odyssee, zu Goethes Märchen, zum Alten und Neuen Testament usw.; Abstrakte Kompositionen. Dauer der Ausstellung: 6. bis 27. Mai 1959, werktags 10 bis 12 und 2 bis 5 h, sonntags 10 bis 12 h.

Vortragskalender

Montag, 11. Mai. ETH, Architektur-Abteilung sowie Zürcher Ortsgruppen des S. I. A., BSA und SWB. 20.15 h im Auditorium IV. Prof. *C. van Eesteren,* Chef des Erweiterungsplanes: «30 Jahre Stadtentwicklung von Amsterdam».

Freitag, 15. Mai. S. I. A., Sektion Aargau. 20.30 h im Bahnhofbuffet. Generalversammlung. Um 19 h gemeinsames Nachtessen.

Nachdruck von Bild und Text nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich.
Redaktion: W. Jegher, A. Ostertag, H. Marti, Zürich 2, Dianastrasse 5. Telephon (051) 23 45 07 / 08.