Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 85 (1967)
Heft: 47

Artikel: Flachfundationen
Autor: Muhs, Heinz
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69582

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: 15.09.2025

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

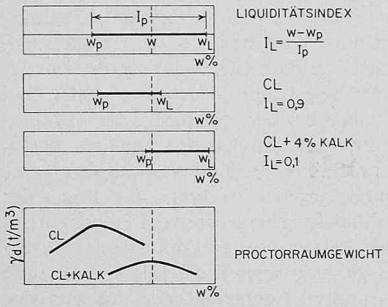


Bild 2. Liquiditätsindex

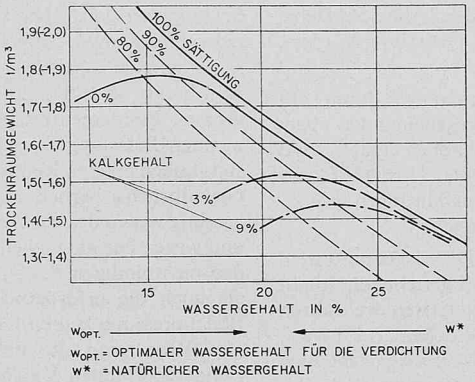


Bild 3. Einfluss des Kalkgehaltes auf das Proctorraumgewicht

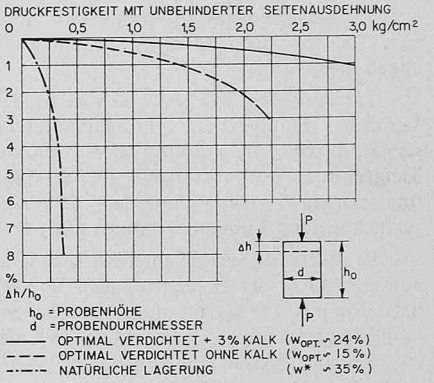


Bild 4. Einfluss des Kalkgehaltes auf die Druckfestigkeit

sten Einsatzes, der neben der technisch günstigsten Methode die Wahl des Gerätes bestimmt.

Die Verdichtungswilligkeit eines Bodenmaterials ist ersichtlich aus dem Ergebnis des Proctorversuches. *Proctor* hat bereits 1935 seine Verdichtungstheorie erarbeitet, angeregt durch *Terzaghis* fundamentales Werk, «Die Erdbaumechanik». Der Proctorversuch gehört heute zu den wenigen allgemein anerkannten Untersuchungsmethoden in der Bodenmechanik. Er stellt bekanntlich den Zusammenhang dar zwischen Wassergehalt und Trockenraumgewicht. Bei gleichbleibender Verdichtungsarbeit bestimmt der Wassergehalt das Raumgewicht, die Scherfestigkeit nach der Verdichtung sowie auch die Wasseraufnahme bei Benetzung (geringste Aufnahme beim optimalen Wassergehalt) und die Änderung der Festigkeit durch die Benetzung (grösste Festigkeit beim optimalen Wassergehalt).

Zur Verbesserung anstehenden Bodens sind folgende zwei Geräte zu erwähnen, die auch in der Schweiz durch die Übernahme der entsprechenden Lizenz Eingang gefunden haben, nämlich das Rütteldruckverfahren nach System Johann Keller und die Vibroflotation.

Bodenstabilisierung

Obschon die Stabilisierung vornehmlich im Strassenbau angewandt wird, dürften einige Hinweise doch auch bei diesem Anlasse von Interesse sein, wobei nur auf die weniger bekannte Stabilisierung durch Kalkbeigabe kurz eingegangen wird. Zement und Kalk bewirken bei plastischen Materialien wie Tonen, Lehmen, siltigen Tonen eine Verschiebung und Veränderung des Plastizitätsbereiches. Kalk hat dabei eine feinere Kornverteilung und ist leichter beizumischen. Während man den Wassergehalt eines Sandes oder Kieses leicht schätzen kann, versagt das Gefühl beim Versuch, den Wassergehalt eines Tones zu schätzen. Ein Ton erscheint dann «nass», wenn sein Zustand «plastisch» ist. Dieser Zustand wird aber je nach der mineralogischen Zusammensetzung eines Tones bei einem verschiedenen absoluten Wassergehalt erreicht. Zur Kennzeichnung eignet sich deshalb besser der Liquiditätsindex $J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$ (Bild 2). Kalk (wie auch Zement) verursacht eine Verschiebung des Plastizitätsbereiches, manchmal auch eine Veränderung desselben, in Richtung grösserer Wassergehalte, d.h. also bei gleichbleibendem natürlichen Wassergehalt *erscheint* der Ton trockener.

Jeder Kalkzusatz *wirkt* wie ein Wasserentzug. Das optimale Proctorraumgewicht wird damit nach der Seite höherer Wassergehalte verschoben (Bild 3), gleichzeitig wird es aber etwas niedriger. Dafür tritt aber dank des Abbindens des Kalkes eine gewisse Festigkeitserhöhung ein mit Zunahme der Steifeziffer (Bild 4).

Adresse des Verfassers: Prof. *Gerold Schnitter,* VAWE an der ETH, 8006 Zürich, Gloriastrasse 37.

Flachfundationen

DK 624.151.5

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

Wegen der durch die Zonengrenze bedingten Einengungen einerseits und aus städtebaulich-architektonischen Gründen andrerseits hat in West-Berlin die Zahl der Wohnhochhäuser (mit mehr als 9 bis vorläufig 25 Geschossen) trotz ihrer auf die Wohnfläche bezogenen höheren Baukosten in den letzten drei Jahren stark zugenommen, von im Mittel vier Häusern in den Jahren vor 1964 bis auf 30 Häuser im Jahr 1966. Gerade diese Bauwerke haben hinsichtlich ihrer Gründung interessante Aufgaben gestellt, und so glaube ich, dass von meinen Ausführungen erwartet wird, dass sie sich nicht allein auf die wissenschaftlichen Erkenntnisse unserer Forschungsarbeiten und die sich aus ihnen ergebenden Folgerungen für die Praxis konzentrieren, sondern sich auch mit unseren praktischen Arbeiten und den dabei gesammelten Erfahrungen beschäftigen, zumal diese Tagung ja in erster Linie der Baupraxis dienen soll und ich über die bis zum Jahre 1958 gewonnenen Ergebnisse unserer Belastungsversuche schon auf der Jahrestagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik im November 1958 in Lausanne berichten durfte [1].

Zuvor halte ich aber noch eine kurze Bemerkung über den Baugrund Berlins für angebracht, da hierüber oft falsche Vorstellungen herrschen. In Berlin ist nicht – wie häufig angenommen wird – überall tragfähiger Sandboden vorhanden, sondern es kommen auch sehr wenig tragfähige Bodenschichten vor. Dies ist ohne weiteres verständlich, da Berlin in einem alten Urstromtal liegt, in dem Havel und Spree im Alluvium ihren Lauf wiederholt gewechselt und in den alten Flussbetten in grossem Umfang bindige und organische Ablagerungen zurückgelassen haben, während an den Rändern des Urstromtals mächtige eiszeitliche Lehm- und Mergelschichten als Zeugen der diluvialen Inlandvereisung zurückgeblieben sind. So besteht der Untergrund Berlins in den für eine Bebauung wichtigen Tiefen aus sehr unregelmässig gelagerten und aufgebauten alluvialen und diluvialen Sanden, Mehlsanden und Schluffen, aus diluvialen Lehmen und Mergeln von wechselnder Beschaffenheit sowie aus organischen Ablagerungen wie Torf, Faulschlamm und Wiesenkalk. Aus diesem Grunde sind in Berlin auch Pfahlgründungen durchaus nicht etwa selten, wenngleich Flachgründungen bei weitem überwiegen.

Zur Klärung der Begriffe glaube ich, an dieser Stelle kurz auf die Ausdrücke «Flachgründung» bzw. «Flachfundation» eingehen zu müssen. In Deutschland unterscheiden wir seit 1953, als die für Gründungen bei uns grundlegende DIN 1054 in ihrer 3. Fassung erschien, bewusst zwischen «Flachgründungen» und «Flächengründungen». Flächengründungen sind Gründungen, bei denen in der gesamten Sohlfläche des Fundaments senkrechte, geneigte, mittige oder ausmittige Kräfte in den Untergrund abgetragen werden, gleichgültig, ob es sich dabei um eine Flach- oder um eine Tiefgründung, wie z.B. eine Pfeiler-, Brunnen- oder Senkkastengründung, handelt. Demgegenüber bringt der Begriff «Flachgründung» lediglich den Gegensatz zum Begriff «Tiefgründung» zum Ausdruck, wobei offen ist, ob ein Einzelfundament, ein Streifenfundament, eine Platten- oder eine Wannengründung vorliegen. Von der Abtragung der äusseren Kräfte in den Untergrund her ist hierbei, d.h. bei der Unterscheidung von Flach- und Tiefgründungen, das entscheidende Merkmal dadurch gegeben, dass diese Kräfte bei einer Flachgründung nahezu vollkommen innerhalb der Sohlfläche in den Baugrund eingeleitet werden,

während sie bei einer Tiefgründung nur zum Teil durch die Sohlfläche, zum Teil aber auch durch die Seitenflächen des Gründungskörpers, abgetragen werden.

Zahlenmässig werden Flach- und Tiefgründungen durch das Verhältnis Einbindetiefe t: Fundamentbreite B gegeneinander abgegrenzt. Nach *Terzaghi* liegt der Grenzwert zwischen Flach- und Tiefgründung etwa bei $t/B = 1$. Für das gestellte Thema «Flachfundationen» bedeutet dies, dass sich meine Ausführungen grundsätzlich nur auf Fundamentkörper mit $t/B < 1$ beziehen.

Es dürfte für Sie von Interesse sein, dass die DIN 1054 mit ihrem auf die Masse der zu errichtenden Bauwerke ausgerichteten Inhalt nach schon länger andauernden Vorarbeiten in den letzten drei Jahren völlig neu gefasst worden ist und in den nächsten Wochen als Entwurf, zu dem noch Stellungnahmen für die endgültige 4. Fassung möglich sind, erscheinen wird [2]. Das Wichtigste in dieser Norm ist vielleicht, dass sie ihren Charakter als übergeordnete Richtlinie und baupolizeilich eingeführte Vorschrift für alle mit der zulässigen Belastung des Baugrundes zusammenhängenden Fragen behalten soll, obwohl in Deutschland in den letzten Jahren eine Reihe von in diesem Zusammenhang wichtigen Sondernormen über Setzungsberechnungen (DIN 4019), Grundbruchberechnungen (DIN 4017) und Flächengründungen (DIN 4018) erschienen sind [3, 4, 5] und damit die grundlegende Frage auftaucht, ob nicht alle Einzelprobleme allein mit Hilfe dieser Sondernormen gelöst werden sollten. Der Ausschuss ist aber zu der Ansicht gekommen, dass die Festlegung der zulässigen Baugrundbelastung mit Hilfe von Tabellenwerten und den zugehörigen Bestimmungen für die Masse der sogenannten «einfachen Fälle» auch ohne Laboruntersuchungen über Steifezahl oder Scherwiderstand und auch ohne Berechnungen über die Grösse der zu erwartenden Setzungen oder der vorhandenen Grundbruchsicherheit nicht nur unbedingt wünschenswert, sondern auch durchaus möglich und darüber hinaus für die Bauaufsichtsbehörden unentbehrlich ist. Die Anwendung der für unser Thema vorhandenen Sondernormen ist also nur dann notwendig, wenn man mit den vorsichtig gewählten Tabellenwerten der DIN 1054 nicht auskommt oder wenn Verhältnisse vorliegen, die in DIN 1054 von vornherein ausgeklammert sind und sich nur auf dem Berechnungswege mit den durch geeignete Untersuchungen ermittelten Bodenkennziffern lösen lassen.

Der Fortschritt des Inhalts der 4. Fassung der DIN 1054 liegt nun darin, dass die für Flachgründungen oder auch für Flächengründungen (d.h. auch, wenn $t/B > 1$) angegebenen Tabellenwerte für die zulässige Bodenpressung p_{zul} nicht mehr – wie 1934 in der 1. Fassung – ausschliesslich sogenannte «Erfahrungswerte» und allein von der Kornzusammensetzung abhängig sind und ihre Grösse auch nicht mehr oder weniger willkürlich festgelegt wurde wie in der 2. und 3. Fassung aus den Jahren 1940 bzw. 1953. Die neuen Tabellenwerte stellen vielmehr durch Versuche, Berechnungen und Erfahrungen, d.h. durch die Fortschritte in der experimentellen, theoretischen und praktischen Bodenmechanik gesicherte und mit ungefähr bekannter und vertretbarer Sicherheit behaftete Werte dar. Für die nichtbindigen Böden haben dabei unsere Grossmodellversuche als Ausgangsbasis gedient [6], während für die bindigen Böden systematische Kompressionsversuche mit verschiedenen charakteristischen bindigen Böden, die in verschiedener Konsistenz untersucht wurden, als Grundlage dienten [7].

Wie allgemein bekannt, muss bei jeder Flächengründung und insbesondere bei jeder Flachgründung die Frage nach einer ausreichenden Grundbruchsicherheit einerseits und nach einer nicht zu grossen Setzung andrerseits gestellt werden. Die Erfahrungen haben gezeigt – und die eben erwähnten Untersuchungen haben bestätigt –, dass bei den bindigen Böden im grossen und ganzen der Gesichtspunkt der zulässigen Setzung ausschlaggebend ist, d.h., die zulässige Bodenpressung wird durch die zu geringen Steifezahlen der bindigen Böden und die dadurch in ihnen auch bei kleinen Fundamentabmessungen und entsprechend geringen Einflusstiefen relativ grossen Setzungen beschränkt, viel seltener durch eine zu geringe Grundbruchsicherheit.

Die in der Neufassung der DIN 1054 für die bindigen Böden angegebenen zulässigen Bodenpressungen sind deshalb allein nach Massgabe von bestimmten zulässigen Setzungen für vier typische Bodenarten und die Konsistenzen «steif», «halbfest», «fest» ermittelt worden; die erforderliche Grundbruchsicherheit von mindestens 2 ist hierbei in jedem Fall vorhanden.

Ganz anders ist es bei den nichtbindigen Böden. Da diese im allgemeinen eine grosse Steifezahl besitzen, also wenig zusammendrückbar sind, kann bei ihnen die Belastung vom Gesichtspunkt der Setzung her auch bei kleinen Fundamentabmessungen verhältnismässig hoch angenommen werden, so dass die Frage der Grundbruchsicherheit, die ja bei sonst gleichen Verhältnissen linear von der Fundamentbreite abhängt, eine ausschlaggebende Bedeutung erhält. Bei grossen Fundamentbreiten ist aber bei den normalerweise vorkommenden Belastungen und der im Verhältnis zu den bindigen Böden stets hohen inneren Reibung der nichtbindigen Böden eine ausreichende Grundbruchsicherheit fast immer gegeben, während die Frage der Setzung wegen des bei breiten Fundamenten grösseren Tiefeneinflusses und wegen der möglichen hohen Belastungen an Einfluss gewinnt. Bei den nichtbindigen Böden kann deshalb sowohl die zulässige Setzung als auch die erforderliche Grundbruchsicherheit der die zulässige Bodenpressung begrenzende Faktor sein [6].

Wenn man die nach beiden Gesichtspunkten für bestimmte Fundamentbreiten B zulässigen mittleren Bodenpressungen berechnet (Bild 1), wobei sowohl von den bei unseren Belastungsversuchen gewonnenen Bruchlasten als auch von den bei bestimmten Belastungen vorhandenen Steifezahlen ausgegangen werden kann, erhält man für die nach Massgabe einer ausreichenden Grundbruchsicherheit berechneten zulässigen Bodenpressungen mit der Fundamentbreite B ansteigende Geraden, während die nach Massgabe einer zulässigen Setzung berechneten zulässigen Bodenpressungen gemäss einer hyperbolischen Gesetzmässigkeit mit B abnehmen. Da die zulässigen Bodenpressungen sowohl eine ausreichende Grundbruchsicherheit besitzen müssen als auch zu keinen unzulässigen Setzungen führen dürfen, sind von den nach beiden Verfahren berechneten zulässigen Bodenpressungen diejenigen zu verwenden, die bei der betrachteten Fundamentbreite den niedrigeren Wert besitzen. Dies bedeutet, dass in allen Fällen die p_{zul}-Werte zunächst an den Geraden, vom Schnittpunkt mit den Hyperbeln ab jedoch an den Hyperbeln abzulesen sind. Man ersieht hieraus, dass anfangs, d.h. bei kleinen Fundamenten, allein der Grundbruch für p_{zul} entscheidend ist, dass aber p_{zul} sehr bald von der Grösse der zulässigen Setzung begrenzt und beherrscht wird.

Aus diesem Grunde enthält die Neufassung der DIN 1054 für die nichtbindigen Böden und für sonst gleiche Verhältnisse zwei Tabellen, von denen die eine die zulässigen Bodenpressungen für bestimmte Fundamentbreiten und Einbindetiefen nach Massgabe einer zulässigen Setzung (Tabelle 1a) und die andere nach Massgabe der erforderlichen Grundbruchsicherheit (Tabelle 1b) angibt. Die Werte der Tabelle 1a sind bei setzungsempfindlichen Bauwerken anzuwenden, die Werte der Tabelle 1b bei setzungsunempfindlichen Bauwerken, die nur grundbruchsicher bemessen werden müssen, so dass hier bei grösseren Fundamentbreiten weit höhere Belastungen möglich sind.

Ich muss es mir aus Zeitmangel versagen, hier auf weitere Einzelheiten der Neufassung der DIN 1054, die sich mit der Berücksichtigung der Lagerungsverhältnisse, des Grundwasserstandes, der Fundamentform, der Ausmittigkeit und der Neigung der Last beschäftigen, näher einzugehen. Diese Einflüsse sind in der Norm berücksichtigt und haben zu einer recht weitgehenden Differenzierung der Anwendungsfälle geführt, so dass die 4. Fassung dieser wichtigsten deutschen Grundbaunorm eine leider sehr umfangreiche Richtlinie geworden ist.

Etwaige Skeptiker unter Ihnen, die vielleicht Zweifel an der Möglichkeit des Auftretens eines Grundbruchs im Sand und an der Notwendigkeit des in der Neufassung der Norm gewählten Weges hegen, möchte ich aber doch dadurch von der Realität des Grundbruchs unter Flachgründungen überzeugen, dass ich Ihnen jetzt einen

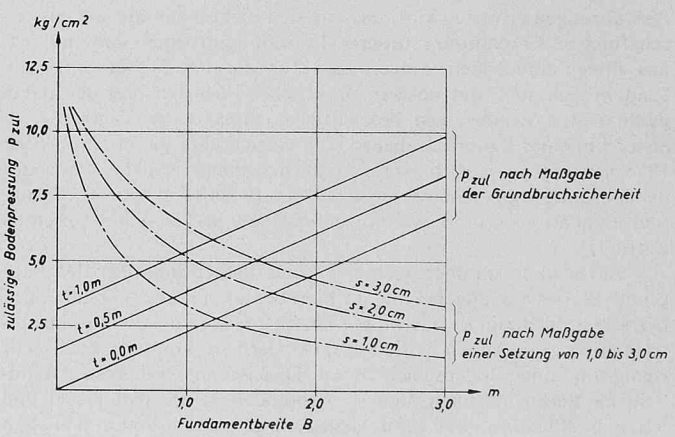


Bild 1. Zulässige Bodenpressung für Streifenfundamente in erdfeuchtem Sand bei mitteldichter Lagerung

Tabelle 1. Zulässige mittlere Bodenpressung für nichtbindige Böden bei mitteldichter Lagerung gemäss der vierten Fassung von DIN 1054 (Entwurf), 1967

Tabelle 1a. Zulässige mittlere Bodenpressung (kg/cm²) für Streifenfundamente bei setzungsempfindlichen Bauwerken

Einbindetiefe	Fundamentbreite (m)					
(m)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
0,5	2,0	3,0	3,3	2,8	2,5	2,2
1,0	2,7	3,7	3,6	3,1	2,7	2,4
1,5	3,4	4,4	3,9	3,4	2,9	2,6
2,0	4,0	5,0	4,2	3,6	3,1	2,8

Tabelle 1b. Zulässige mittlere Bodenpressung (kg/cm²) für Streifenfundamente bei setzungsunempfindlichen Bauwerken

Einbindetiefe	Fundamentbreite (m)			
(m)	0,5	1,0	1,5	2,0
0,5	2,0	3,0	4,0	5,0
1,0	2,7	3,7	4,7	5,7
1,5	3,4	4,4	5,4	6,4
2,0	4,0	5,0	6,0	7,0
für kleinere Bauten	1,5			

kurzen Film vorführe, der den Verlauf eines Grundbruchs unter einem Rechteckfundament von 0,5 m Breite und 2 m Länge in Zeitrafferaufnahme zeigt (Bild 2)[1]). Der den Grundbruch erzeugende Versuch dauerte etwa vier Stunden. Ich bitte, besonders auch auf die vor Beginn des Grundbruchs schon eintretenden Setzungen zu achten, die sich sehr deutlich an den Stirnseiten des Fundaments erkennen lassen.

Der in dem Film gezeigte Ablauf des bis über den Bruch hinaus durchgeführten Belastungsversuchs, die Aufbruchscholle und die freigelegten Gleitlinien lassen keinen Zweifel darüber, dass die zunächst aus der Theorie – zuerst von *Prandtl* (1920) für das Eindrücken eines Stempels unendlicher Länge in einen aus Metall bestehenden Halbraum [8] – entwickelten Vorstellungen über die bei Überschreiten der

[1]) Bild 2 gibt sechs besonders kennzeichnende Aufnahmen aus dem Film wieder.

Tabelle 2. Ergebnisse der Nivellementsmessungen im Hansaviertel

Bauobjekt	Gründungsart	Fundamentabmessungen	Bodenpressung **)	Gemessene Setzung bzw. Setzungsdifferenz				
				s_m	s_{max}	s_{min}	Δs_{max}	Δs_m
		m	kg/cm²	cm	cm	cm	cm	cm
1	Platte	23,0 × 27,0*)	1,91	1,07	1,18	0,91	0,27	0,077
7	Einzel- u. Streifenfundamente	1,80 × 1,80 2,10 × 2,10 1,35 × 1,35 Streifen 1,40 m breit	2,30–2,35	0,77	0,90	0,63	0,27	0,175
	Einzelfundamente	1,80 × 1,80 2,00 × 2,00 2,10 × 2,10 2,20 × 2,20 2,30 × 2,30 2,00 × 2,55	2,90	0,98	1,08	0,83	0,25	0,081
12	Platte	22,39 × 33,40	1,82	1,72	1,89	1,56	0,21	0,110
14	Einzelfundamente	4,80 × 6,40 4,00 × 5,60 4,50 × 5,70	1,49–2,48	0,64	0,74	0,50	0,24	0,0625
15	Streifen	1,00; 1,15 1,50; 1,60	2,32–2,78	1,18	1,44	0,87	0,57	0,173
16	Streifen	0,70; 0,75 0,95	3,00	1,095	1,23	0,94	0,29	0,068
18	Streifen	1,80	2,10	1,40	1,70	1,03	0,67	0,112
19	Platte	23,60 × 26,06*)	1,70	1,54	1,70	0,90	0,80	0,040
20	Platte	21,65 × 22,24	1,56	1,84	1,97	1,67	0,30	0,096

*) Die Platten dieser Bauwerke haben einen unregelmässigen Grundriss. Dieser wurde in ein möglichst ähnliches flächengleiches Rechteck verwandelt.

**) Vom Statiker angegebene mittlere Belastung der Fundamente nach Beendigung des Ausbaus, d.h. ohne Nutzlasten.

Grenztragfähigkeit eines Materials sich abwickelnden Vorgänge auch im Boden auftreten und dass der Grundbruch bei ungünstigen Lagerungsverhältnissen sandiger oder kiesiger Ablagerungen auch eine erhebliche Bedeutung für die Dimensionierung flachgegründeter Fundamente besitzt, besonders bei kleinen Fundamentbreiten.

Die in grosser Zahl aufgenommenen Gleitlinien (Bilder 3 und 4) zeigen einen der heute anerkannten Theorie im wesentlichen ent-

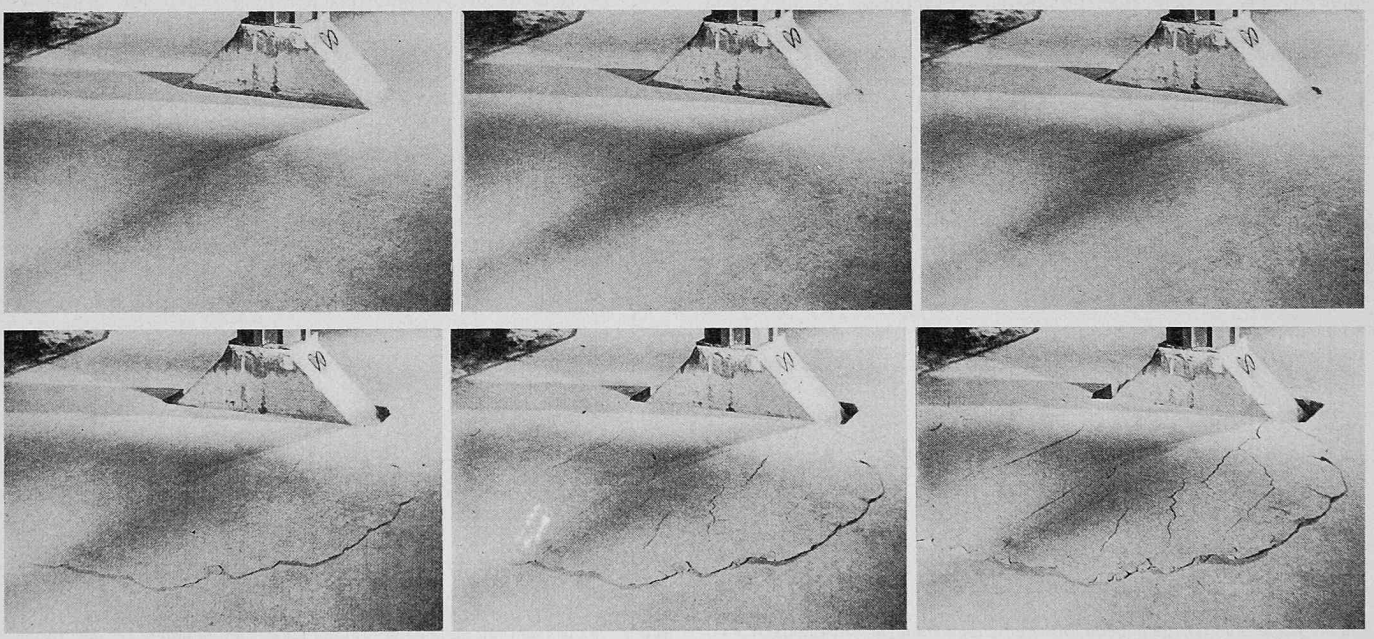


Bild 2. Ueberbelastung eines flachgegründeten (t = 0,3 m) Fundaments (0,5 m × 2,0 m) und Ueberschreiten der Grenztragfähigkeit durch Grundbruch (aus dem Lehrfilm «Flächengründungen für Hochbauten» des Instituts für Film und Bild in Wissenschaft und Unterricht, Berlin)

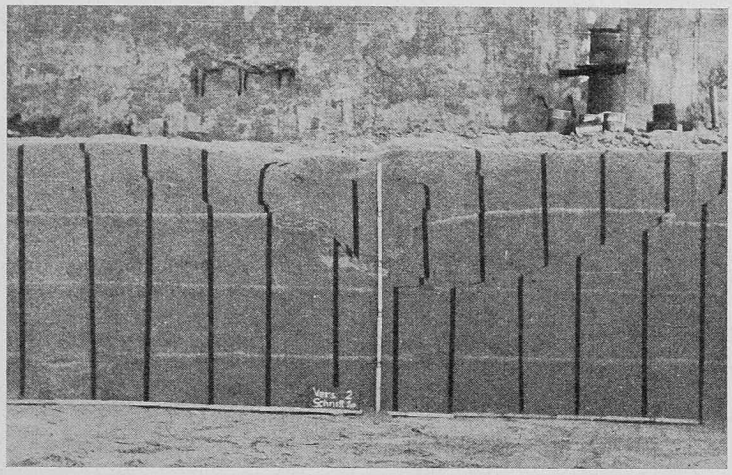


Bild 3. Freigelegte Gleitlinie unter einem bis zum Grundbruch belasteten Fundament ($t = 0$, $F = 0{,}5\ \text{m} \times 1{,}5\ \text{m}$)

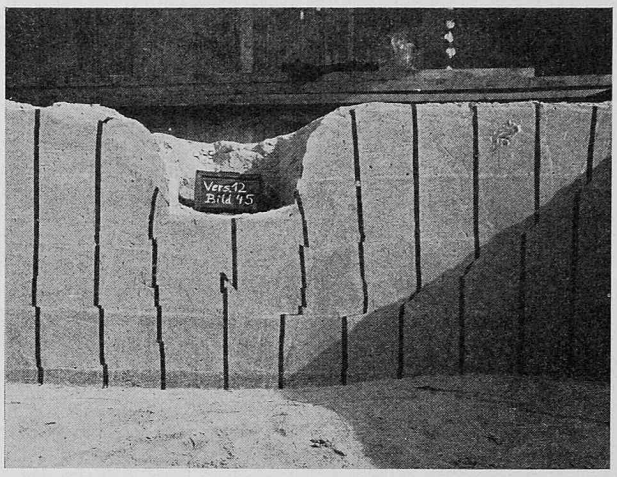


Bild 4. Freigelegte Gleitlinie unter einem bis zum Grundbruch belasteten Fundament ($t = 0{,}3$ m, $F = 0{,}5\ \text{m} \times 1{,}5\ \text{m}$)

sprechenden Verlauf: Ein unter dem Fundament etwa geradlinig begrenztes symmetrisches Dreieck, eine anschliessend gekrümmte Form, die einer logarithmischen Spirale nahekommt, und einen dann geradlinigen Verlauf. Ausserdem ist unverkennbar, dass trotz der Ansätze zu Neben- und Gegengleitlinien die Hauptgleitlinie in absolut beherrschender Form – oft auch allein – auftritt, und zwar nicht als sogenannter «Zonenbruch» über einen breiteren Bereich, sondern als ausgesprochener «Linienbruch», was in theoretischer Hinsicht wichtig ist [9].

Trotzdem verhält sich aber der verdrängte Körper nicht etwa als Monolith, sondern verformt sich unter der Last – den Setzungen des Fundaments entsprechend – bereits vor Eintreten des Bruchs. Dem Bruch gehen also stets – von Kleinmodellversuchen abgesehen – entsprechende Fundamentsetzungen voraus. Diese liegen in der Grösse von ungefähr 2 bis 10% der Fundamentbreite, wobei die niedrigeren Beträge für die Fälle gelten, bei denen der Grundbruch wegen geringer Einbindetiefe, kleiner Fundamentbreite, niedriger innerer Reibung, fehlender Kohäsion und niedrigen Raumgewichts leicht eintreten kann; dann ist die Bruchsetzung s niedrig und damit auch das Verhältnis s/B. Dieses Verhältnis wird dagegen gross, wenn der Grundbruch nur schwer eintreten kann, d.h. bei grösseren Einbindetiefen und Fundamentbreiten, dichter Lagerung, Vorhandensein von scheinbarer Kohäsion und hohem Raumgewicht.

Auch die bei unseren Versuchen für die verschiedensten Bedingungen erhaltenen Bruchlasten entsprechen den grundsätzlichen Aussagen der Grundbruchtheorie, wonach mit grösser werdender Fundamentbreite, Einbindetiefe und Lagerungsdichte die Grenztragfähigkeit zunimmt. Die in sich widerspruchsfreien Ergebnisse der allmählich auf 42 angewachsenen Einzelversuche mit mittiger Belastung im Berliner Sand liessen es – woran zunächst nicht gedacht war – möglich und angebracht erscheinen, den Versuch zu machen, die unter eindeutigen Versuchsbedingungen erhaltenen Grundbruchlasten für eine erneute Bestimmung der Tragfähigkeitsfaktoren λ zu verwenden, und zwar auf rein empirischem Weg.

Dabei wurde von der allgemeinen Grundbruchgleichung ausgegangen, deren grundsätzlicher Aufbau fast allen der vielen Grundbruchgleichungen zugrunde liegt:

$$P_b = B\,l\,p_b = B\,l\,(\underbrace{c\,\lambda_c\,\nu_c}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{\gamma_1\,t\,\lambda_t\,\nu_t}_{\text{Gründungstiefe}} + \underbrace{\gamma_2\,B\,\lambda_B\,\nu_B}_{\text{Gründungsbreite}})$$

P_b	Grundbruchlast in t
p_b	mittlere Bodenpressung beim Grundbruch in t/m²
B	Breite in m
l	Länge in m
c	Kohäsion des Bodens in t/m²
t	Gründungstiefe in m
λ_c	Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluss der Kohäsion c
λ_t	Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluss der Gründungstiefe t
λ_B	Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluss der Gündungsbreite B
ν	Formbeiwerte für den Einfluss von c bzw. t bzw. B
γ_1	Raumgewicht des Bodens oberhalb der Gründungssohle in t/m³
γ_2	Raumgewicht des Bodens unterhalb der Gründungssohle in t/m³

Hiernach setzt sich die Grundbruchlast aus drei Anteilen – dem Anteil der Fundamentbreite, dem der Einbindetiefe und dem der Kohäsion des Bodens – zusammen. Bei Versuchen mit Sand im Grundwasser fällt der Anteil der scheinbaren Kohäsion fort, so dass nur die beiden Ausdrücke für den Anteil der Fundamentbreite und den der Einbindetiefe übrig bleiben. Die experimentell bestimmten Grundbruchlasten bei Versuchen mit mittiger Belastung lassen sich dann zur Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte λ leicht auswerten, denn es sind in der Grundbruchgleichung durch die gegebenen Versuchsbedingungen alle Grössen bis auf die zwei Produkte $\lambda_t \cdot \nu_t$ und $\lambda_B \cdot \nu_B$ bekannt, d.h. die Produkte aus Tragfähigkeitsbeiwert und Formbeiwert für das Tiefenglied und für das Breitenglied.

Zu ihrer Bestimmung führen wir die Versuche bei sonst gleichen Voraussetzungen einmal an der Oberfläche der Schüttung und ein zweites Mal mit einer bestimmten Einbindetiefe durch. Auf diese

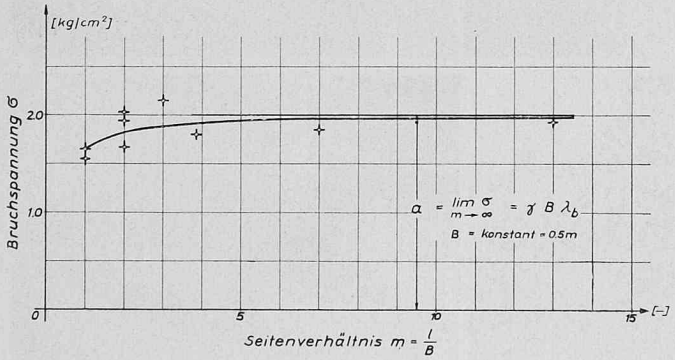


Bild 5. Experimentell gefundene Grundbruchbelastung in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis m für Fundamente ohne Einbindetiefe ($B = 0{,}5$ m)
NB: Statt λ_b lies λ_B!

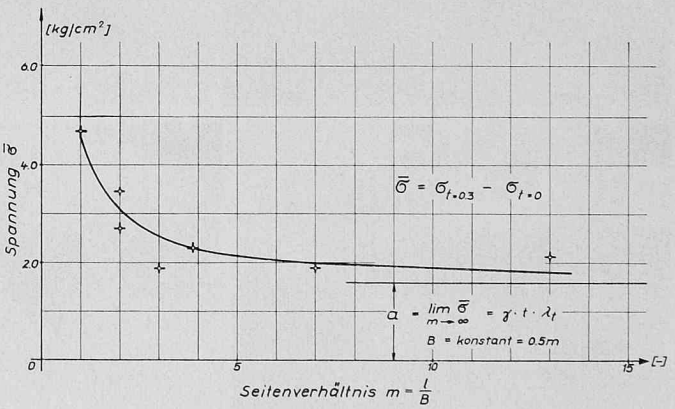


Bild 6. Experimentell gefundene Anteile des Tiefengliedes an der Grundbruchbelastung in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis m
($t = 0{,}3$ m, $B = 0{,}5$ m)

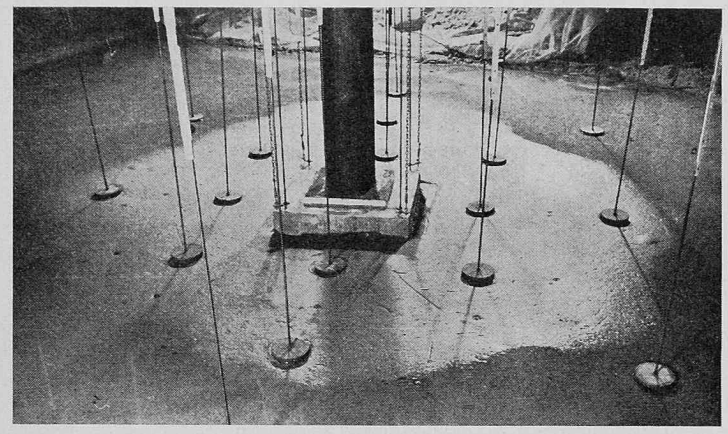


Bild 7. Geländeaufbruch um ein quadratisches Fundament vor Eintreten des Grundbruchs (t = 0,3 m, F = 0,5 m × 0,5 m)

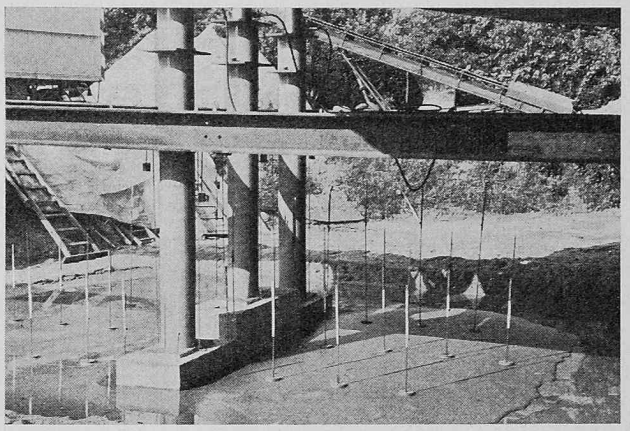


Bild 8. Gleitscholle neben einem gestreckten Fundament nach Eintretens des Grundbruchs (t = 0,3 m, F = 0,5 m × 3,5 m)

Die drei nebeneinander gesetzten Einzelfundamente in Bild 8 wurden so belastet, dass sie eine praktisch gleiche Setzung ausführten, d. h. sich in ihrer Wirkung auf den Baugrund wie e i n Fundament verhielten

Weise lassen sich die Anteile der Fundamentbreite und der Einbindetiefe an der Gesamttragfähigkeit eindeutig voneinander trennen. Jedoch lässt sich das Produkt aus Tragfähigkeitsbeiwert und Formbeiwert aus Versuchen mit nur einer einzigen Fundamentform nicht weiter aufspalten. Die Grösse der vor allem interessierenden Tragfähigkeitsbeiwerte muss dann unter Verwendung von theoretischen Formbeiwerten erfolgen.

Da es sich gezeigt hat, dass die theoretisch abgeleiteten Formbeiwerte die tatsächlichen Verhältnisse offensichtlich nicht hinreichend genau erfassen, ihre Grösse aber auf die Grösse der Tragfähigkeitsbeiwerte einen erheblichen Einfluss ausübt, haben wir in den letzten Jahren systematische Versuche zur Bestimmung der Formbeiwerte durchgeführt. Dazu war es notwendig, die bereits genannten Versuche mit verschiedenen Fundamentformen bei unveränderter Fundamentbreite zu wiederholen. Diese Versuche sind abgeschlossen; die Ergebnisse werden in ausführlicher Form veröffentlicht werden.

Die Abhängigkeit der Grundbruchbelastung von der Fundamentform, d.h. vom Seitenverhältnis $m = l/B$, ergab sich dabei zwar in grundsätzlicher Übereinstimmung mit den theoretischen Ableitungen und auch mit den herkömmlichen Vorstellungen [10], jedoch mit erheblichen zahlenmässigen Abweichungen. Bei einem Fundament ohne Einbindetiefe (Bild 5), d.h. im Breitenglied der Grundbruchgleichung, nimmt die Grundbruchbelastung mit zunehmender Fundamentlänge, d.h. mit wachsendem m, schwach zu und nähert sich für den unendlich langen Streifen asymptotisch dem *Maximal*wert; das gedrungene Fundament trägt hier also etwas weniger als das Streifenfundament. Beim Tiefenglied (Bild 6) ist es gerade umgekehrt; hier nimmt die Grundbruchbelastung mit zunehmender Fundamentlänge erheblich ab und nähert sich gegen $m = \infty$ asymptotisch dem *Minimal*wert.

Es zeigt sich also, dass gedrungene Fundamente mit Einbindetiefe eine höhere Grundbruchbelastung aufweisen als gestreckte Fundamente. Zu erklären ist dies damit, dass unter den gedrungenen Fundamenten räumliche Spannungs- und Verformungszustände herrschen (Bild 7), während sich unter gestreckten Fundamenten mit zunehmendem Seitenverhältnis mehr und mehr der ebene Formänderungszustand einstellt (Bild 8).

Nach unseren, allerdings noch nicht endgültig ausgewerteten Versuchsergebnissen können die Formbeiwerte genügend genau durch die beiden folgenden Gleichungen angegeben werden:

$$\nu_B = 1 - \frac{0{,}14}{m} = 1 - 0{,}14\ B/l$$

$$\nu_t = 1 + \frac{1{,}80}{m} = 1 + 1{,}80\ B/l\,.$$

Mit diesen experimentell gesicherten Formbeiwerten, die sich von den theoretisch angegebenen Formbeiwerten besonders im Tiefenglied bei kleinen m-Werten recht stark unterscheiden, lassen sich nun unsere sämtlichen bisherigen Versuchsergebnisse im Hinblick auf die Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte neu auswerten. In den oben genannten Produkten $\lambda \cdot \nu$ tauchen dabei statt der theoretischen die empirischen Formbeiwerte auf und führen zu veränderten Tragfähigkeitsbeiwerten, und zwar zu Tragfähigkeitsbeiwerten, die in vollem Umfang von Versuchen stammen und die nicht mehr wie die früher von *Naujoks* [11] aus unseren Versuchen abgeleiteten Werte den Nachteil besitzen, dass bei ihrer rechnerischen Ermittlung von sehr vagen Annahmen über die Grösse der Formbeiwerte ausgegangen werden musste.

Da die Tragfähigkeitsbeiwerte nach der Theorie ausschliesslich von der inneren Reibung des Bodens abhängig sind, werden sie gewöhnlich als Funktion des Reibungswinkels aufgetragen. Theoretisch ist dies völlig begründet, tatsächlich werden die Tragfähigkeitsbeiwerte dadurch aber – was die nichtbindigen Böden betrifft – in einer für die Praxis sehr ungeeigneten Form von einer der am schwierigsten zu bestimmenden bodenmechanischen Kennziffern abhängig gemacht. Sie wissen, dass es noch immer unmöglich ist, aus Bohrlöchern wirklich ungestörte Proben aus den nichtbindigen Böden zu gewinnen, wie schwierig auch ihr ungestörter Transport ins Labor und ihr Einbau in die Versuchsgeräte sowie die aufwendige Bestimmung der Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Porenvolumen sind. Hinzu kommt, dass die Lagerungsverhältnisse nichtbindiger Ablagerungen und auch ihr Kornaufbau im Untergrund (Bild 9) in Wirklichkeit fast nie über ein grösseres Bodenvolumen konstant sind, so dass der Praxis gewöhnlich wenig damit gedient ist, die Tragfähigkeitsbeiwerte für differenziert abgestufte Reibungswinkel zu kennen.

In jüngster Zeit wird ausserdem darauf aufmerksam gemacht, dass der Dreiaxialversuch nur einen für räumliche Vorgänge zutreffenden Reibungswinkel liefern soll und dass für die Tragfähigkeitsbeiwerte der Grundbruchgleichungen, die für den unendlich langen Streifen, d.h. den «ebenen Fall», aufgebaut sind, der «Biaxial-Versuch» («plane-strain-test») anzuwenden wäre, der im Sand einen bis etwa 10% höheren Reibungswinkel (½° bis 4°) liefern soll [12, 13].

Der für praktische Aufgaben wegen seiner einfachen Durchführung vorwiegend benutzte direkte Scherversuch entspricht zwar den Bedingungen des «ebenen Falls», führt aber zu Reibungswinkeln, die je nach den Versuchsbedingungen über oder unter denen des Dreiaxialversuchs liegen können. Von *De Beer* [14] wird betont, dass der

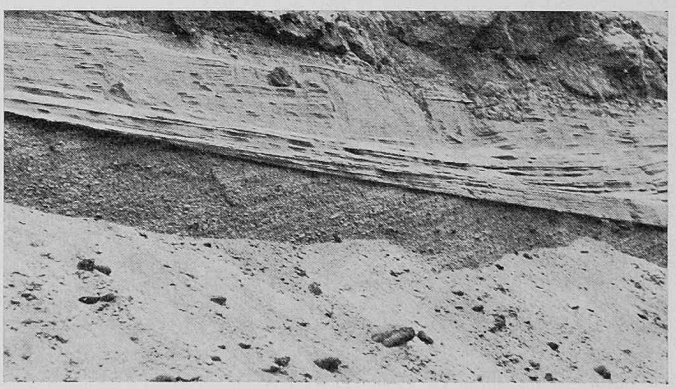


Bild 9. Lagerungsverhältnisse von sandig-kiesigen Ablagerungen in einem Geländeanschnitt

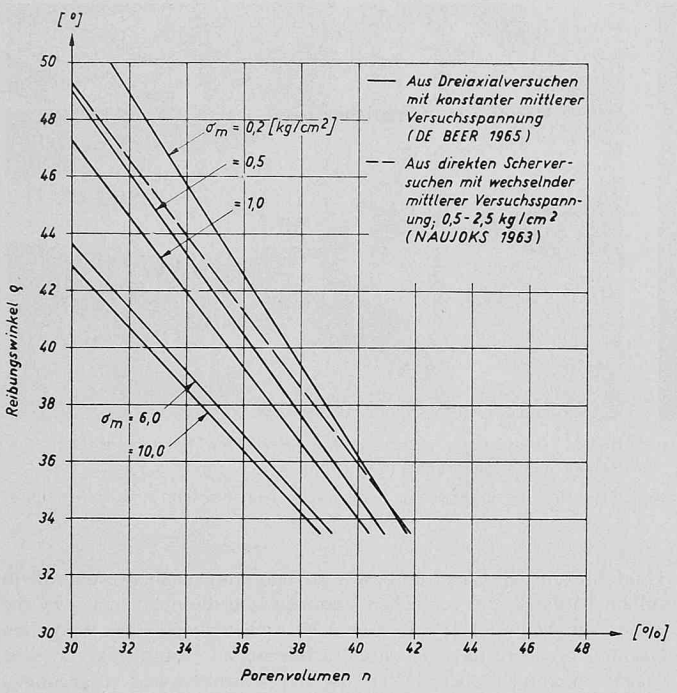


Bild 10. Reibungswinkel von Berliner Sand nach Dreiaxial- und direkten Scherversuchen

Reibungswinkel auch von der Grösse der mittleren Spannung abhängt, unter der der Reibungswinkel beim Versuch bestimmt wird (Bild 10), und dass sich bei kleinen mittleren Versuchsspannungen grössere Reibungswinkel ergeben. Die Tragfähigkeitsbeiwerte einer derart schwierig exakt festzustellenden Kennziffer zuzuordnen, erscheint um so weniger zweckmässig und notwendig, als diese Kennziffer wegen der dem Bruch vorausgehenden und den Bruch begleitenden Verformungen im Sand nicht konstant bleibt, sondern ihre Grösse laufend verändert [15], und zwar vom Fundament ausgehend in progressiver Form, so dass also die in den theoretischen Formeln angenommene, überall gleiche innere Reibung gar nicht über die gesamte Gleitfläche vorhanden ist. Wir haben diese Erscheinung, den «progressiven Bruch», bei unseren Versuchen wiederholt durch die Feststellung nachgewiesen, dass neben dem Fundament in den Boden gesteckte, mit einer schwarzen Flüssigkeit gefüllte Glasröhrchen durch die in der Gleitebene auftretenden Verschiebungen im Boden nacheinander zerbrechen und nacheinander auslaufen, d.h. bei verschiedenen Belastungen des Fundamentes.

Bei der beschriebenen möglichen Vielwertigkeit des Reibungswinkels und der unseres Erachtens deshalb geringen Zuverlässigkeit der Darstellungen über die Beziehung experimentell bestimmter Reibungswinkel zu den Tragfähigkeitsbeiwerten halten wir es für eindeutiger und zweckmässiger, die aus den Belastungsversuchen ermittelten Tragfähigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von einer Grösse aufzutragen (Bild 11), die in einfacher Weise genau festgestellt werden kann: dem Porenvolumen des bei den Versuchen benutzten, sehr gleichförmigen Fein- und Mittelsandes ($U \sim 2{,}5$). Wie ersichtlich, sind in Fortführung der älteren Versuche die Tragfähigkeitsbeiwerte inzwischen für sechs verschiedene Porenvolumen ermittelt worden, für die die Versuchswerte einen eindeutigen Funktionsverlauf der Tragfähigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Porenvolumen liefern und mit der herkömmlichen Vorstellung übereinstimmen, dass die Tragfähigkeitsbeiwerte mit abnehmendem Porenvolumen – was einer Zunahme des Reibungswinkels entspricht – zunehmen. Diese Auffassung erlaubt es, bei praktischen Aufgaben für die durch Feldversuche ermittelten Porenvolumen dieses Bodens die zugehörigen Tragfähigkeitsbeiwerte unmittelbar zu entnehmen.

Dieses Verfahren ist natürlich nur bei dem für unsere Versuche benutzten Sand möglich und kann nur auf Sande, die ihm in der Kornverteilung, der Kornform und der Rauhigkeit ähneln, ausgedehnt werden. In solchen Fällen erscheint mir aber dieses Verfahren, d.h. das Festlegen der für Grundbruchberechnungen zu benutzenden Tragfähigkeitsbeiwerte gemäss dem leichter feststellbaren Porenvolumen mit Hilfe empirisch gewonnener Form- und Tragfähigkeitsbeiwerte, für die Praxis geeigneter und auch zuverlässiger als das Ausgehen von den so zweifelhaften Reibungswinkeln. Man darf sich jedenfalls nicht darüber im Zweifel sein, dass das Ausrechnen eines Sicherheitsgrades auf eine Stelle hinter dem Komma «genau» mit Hilfe von ebenso «genau» aus Tabellen entnommenen Tragfähigkeitsbeiwerten für die wiederum ebenso «genau» aus Versuchen ermittelten Reibungswinkel ein Selbstbetrug ist, da der für den Grundbruch wirklich verantwortliche Reibungswinkel genau gar nicht angegeben werden kann.

Da der Grundbruch im Sand letzten Endes aber von der Reibungsfestigkeit abhängt und sich diese mit der Kornverteilung und der Kornform stark ändert, ist es natürlich nicht möglich, das Porenvolumen allein als Grundlage für Grundbruchberechnungen im Sand vorzuschlagen, so lange nicht für eine grössere Reihe von nichtbindigen Böden aus Versuchen die Abhängigkeit der Tragfähigkeitsbeiwerte vom Porenvolumen vorliegt. Wir haben seit dem vergangenen Jahr unsere Belastungsversuche auf ein dem Berliner Sand gegenüber grundverschiedenes Material ausgedehnt, einen ungleichförmigen Kiessand (kiesiger Mittel- und Grobsand) mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von ~ 6, um über die Tragfähigkeit gleichförmiger und ungleichförmiger nichtbindiger Böden bei gleicher relativer Dichte Aufschluss zu erhalten.

Die Zeit erlaubt es nicht, auf diese Versuche im einzelnen einzugehen, doch zeigen die ersten Vergleiche der bisher gewonnenen Versuchsergebnisse mit denen der Parallelversuche im Berliner Sand (Bild 12), dass bei gleichen Grundbruchbelastungen die aus Druck-

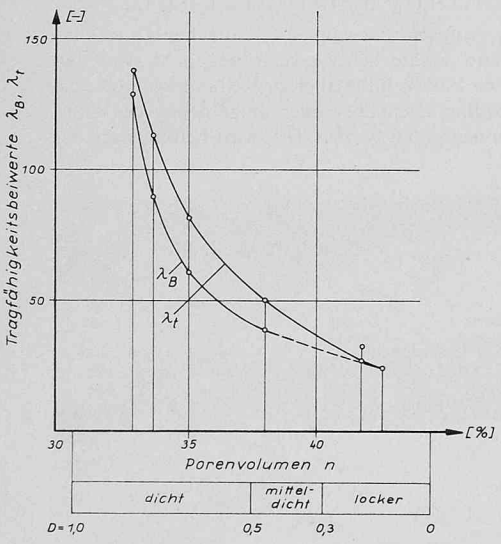


Bild 11. Experimentell durch Grossmodellversuche bestimmte Tragfähigkeitsbeiwerte λ_B und λ_t für Berliner Sand in Abhängigkeit vom Porenvolumen

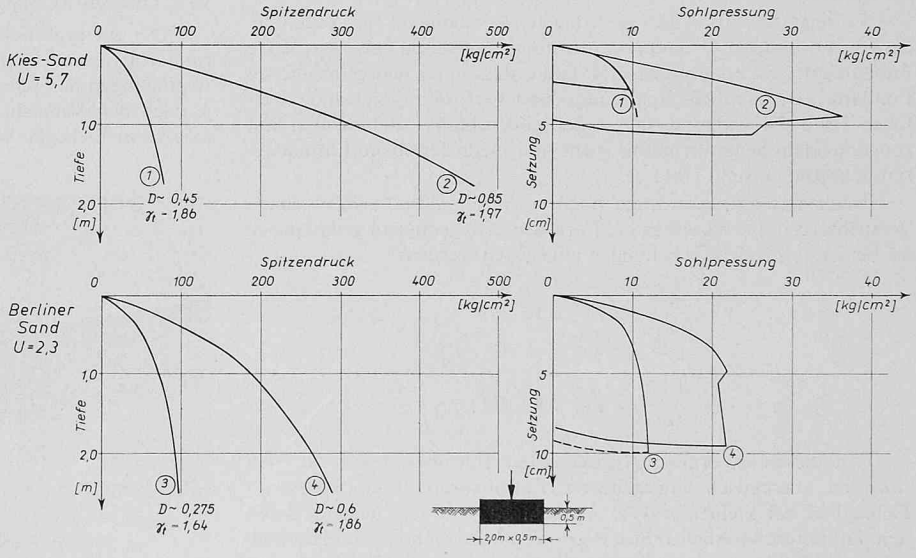


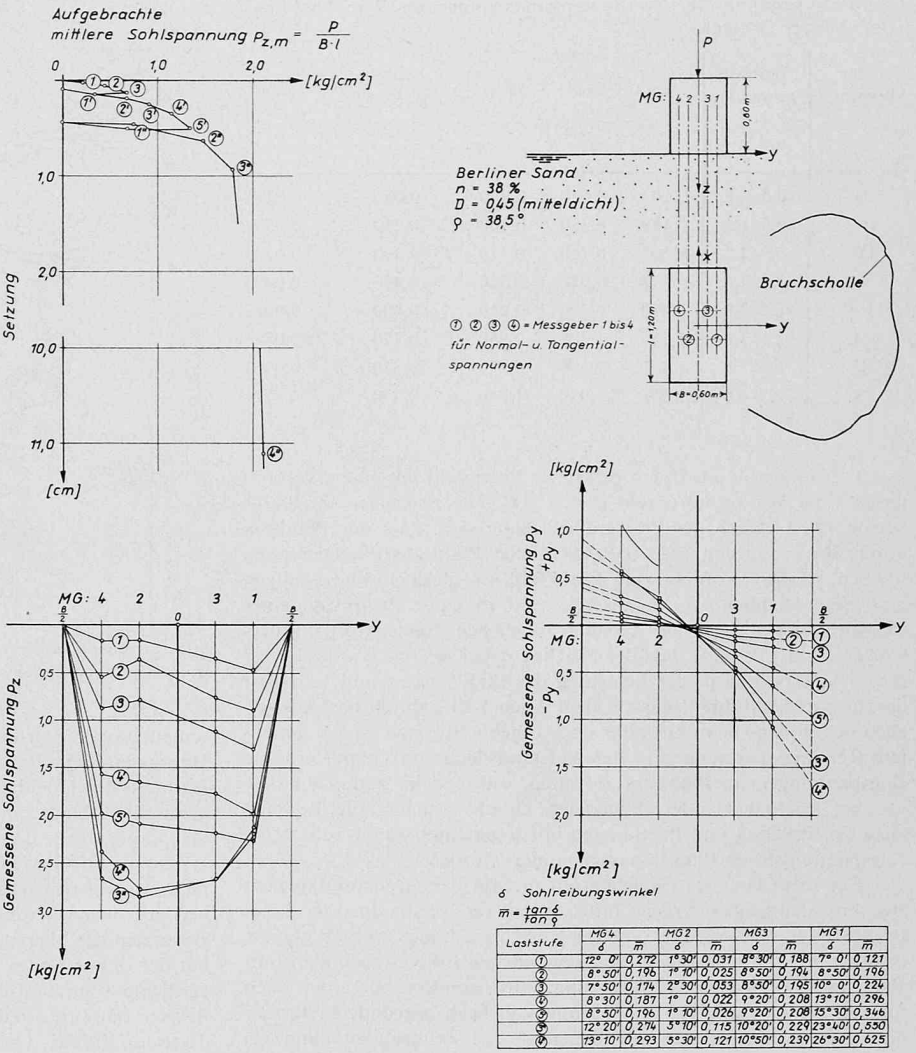
Bild 12. Sondierwiderstände (Spitzendruck) und Last-Setzungsdiagramme eines Einzelfundaments ($t = 0{,}5$ m, $F = 0{,}5$ m $\times$ 2,0 m) in gleichförmigem Berliner Sand und in einem ungleichförmigen Kiessand bei verschiedener Lagerungsdichte D

sondierungen erhaltenen Spitzendrücke annähernd gleich gross sind oder doch wenigstens in einem angemessenen Verhältnis zu den Grundbruchbelastungen stehen. Wenn die weiteren Versuche hierüber zeigen, dass die Spitzendrücke den Grundbruchbelastungen in den nichtbindigen Böden tatsächlich zuverlässig mit einer für praktische Aufgaben ausreichenden Genauigkeit zugeordnet werden können, würde es auch möglich sein, die Tragfähigkeitsbeiwerte den Spitzendrücken zuzuordnen. Da Drucksondierungen heute üblich und als ein zuverlässiges Untersuchungsverfahren anerkannt sind, wird man vielleicht einmal auf diesem Weg über die Voraussetzungen für wirklich gerechtfertigte Grundbruchberechnungen verfügen.

Zu den von uns ermittelten Form- und Tragfähigkeitsbeiwerten, die zu gegenüber der Theorie hohen Tragfähigkeiten führen, möchte ich noch betonen, dass sie aus Versuchen mit Fundamenten stammen, die eine praktisch «glatte Sohle» besassen. Denn die Fundamente wurden auf einer Holzfaserplatte vorfabriziert und sind dadurch gegenüber dem auf der Gründungsschicht gegossenen Fundamentbeton geradezu ideal «glatt». Die bei unseren Versuchen festgestellten hohen Tragfähigkeiten sind deshalb als untere Grenze der möglichen Tragfähigkeit anzusehen. Denn der Grundbruch tritt durch das seitliche Ausweichen des Bodens ein, das durch eine grosse Reibung in der Sohlfläche natürlich stärker behindert wird als durch eine kleinere Sohlreibung [16].

Wir haben in einer besonderen Versuchsreihe mit einer neu entwickelten und die gleichzeitige Messung der Normal- und Schubspannungen in der Sohlfuge erlaubenden Messdose [17] die Belastungssteigerung bis zum Bruch untersucht (Bild 13). Die fast völlig in Querrichtung des Fundaments verlaufenden Tangentialspannungen, auf die ich mich hier beschränken muss, sind am Rand des Fundaments, wo die Ausweichbewegungen des Bodens in stärkerem Masse auftreten, immer grösser als in Fundamentmitte. Sie sind am grössten auf der Fundamentseite, auf der sich die Gleitscholle bildete. Bei dem hier gezeigten Versuch in mitteldichtem Sand beträgt der aus der Tangentialspannung und der zugehörigen Normalspannung berechnete, d.h. gemessene wirksame Reibungswinkel in der Sohle im Zustand des Bruchs 25,4°, was etwa dem 0,6fachen des möglichen Maximums, d.h. der vollen Reibung im Boden, entspricht und auch bei anderen Versuchen im lockeren und dichten Sand erhalten wurde. Es zeigt sich also, dass auch bei praktisch glatter Sohle mit beträchtlichen Tangentialspannungen zu rechnen ist und somit der theoretische Grenzfall einer ideal-glatten Sohle keine praktische Rolle spielt.

Durch die auftretenden Reibungskräfte ergibt sich eine Erhöhung der im Fundament herrschenden Zugspannungen, wodurch in gewissen Fällen sogar die Materialfestigkeit überschritten werden kann. Ein Beispiel hierfür (Bild 14) ist ein auf unserem Versuchsgelände her-



Laststufe	MG4 δ	MG4 $\bar{m}$	MG2 δ	MG2 $\bar{m}$	MG3 δ	MG3 $\bar{m}$	MG1 δ	MG1 $\bar{m}$
①	12° 0′	0,272	1°30′	0,031	8°30′	0,188	7° 0′	0,121
②	8°50′	0,196	1°10′	0,025	8°50′	0,194	8°50′	0,196
③	7°50′	0,174	2°30′	0,053	8°50′	0,195	10° 0′	0,224
④	8°30′	0,187	1° 0′	0,022	9°20′	0,208	13°10′	0,296
⑤	8°30′	0,196	1°10′	0,026	9°20′	0,208	15°30′	0,346
③'	12°20′	0,274	5°10′	0,115	10°20′	0,229	23°40′	0,550
④'	13°10′	0,293	5°30′	0,121	10°50′	0,239	26°30′	0,625

Bild 13. Last-Setzungsdiagramm eines bis zum Grundbruch belasteten Fundaments ($t = 0$, $F = 0{,}6\ \text{m} \times 1{,}2\ \text{m}$) und dabei gemessene Normalspannungen und Tangentialspannungen in der Sohlfuge

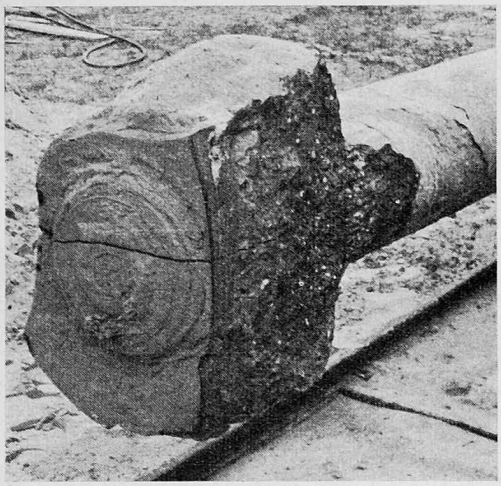


Bild 14. Bei Probebelastung zerstörter und ausgegrabener Stumpf eines Bohrpfahls mit Fussverbreiterung aus vermörteltem Sand

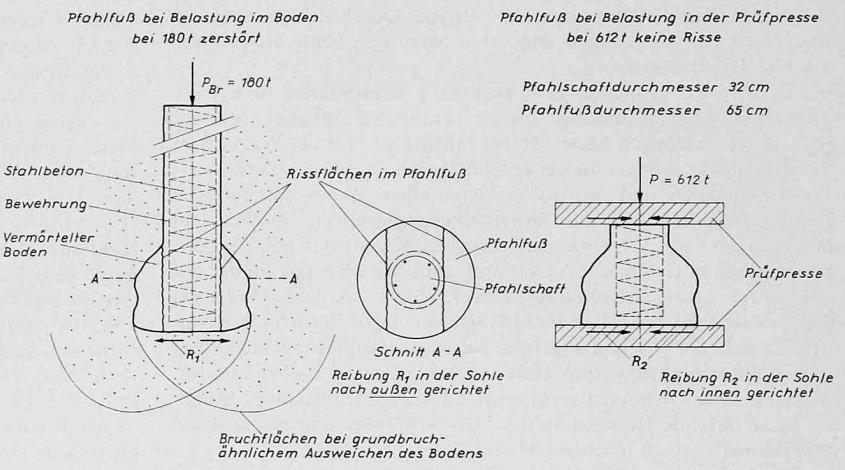


Bild 15. Auswirkung der Sohlreibung bei unterschiedlicher Beanspruchung eines Pfahlfusses (siehe dazu Bild 14)

Tabelle 3. Ergebnis der Nivellementsmessungen am Wohnhochhaus «Heilsberger Dreieck»

Nr. der Messung	Sohldruck	s_m	s_{max}	s_{min}	$\Delta s_{max} = s_{max} - s_{min}$	Δs_m
	kg/cm²	cm				
II.	0,5–0,8	0,107	0,150	0,070	0,080	0,0362
III.	0,4–1,1	0,189	0,330	0,100	0,230	0,055
IV.	0,9–2,2	0,505	0,760	0,370	0,390	0,0293
V.	1,3–2,6	0,675	0,920	0,520	0,400	0,0497
VI.	1,5–2,9	0,850	1,090	0,610	0,480	0,0682
VII.	2,1–3,6	1,185	1,320	0,950	0,370	0,0786
VIII.	2,4–3,9	1,450	1,600	1,270	0,330	0,0961
IX.	2,2–4,0	1,670	1,910	1,340	0,570	0,1211

gestellter und bis zum Bruch belasteter Bohrpfahl mit einem verbreiterten Fuss aus vermörteltem Boden [18]. Die Bruchlast des Pfahls betrug 180 t. Nach dem Ausgraben zeigte sich, dass der Pfahlfuss durch Bruch entlang zwei parallelen, den Pfahlschaft tangierenden Ebenen zerstört worden war. Ein Pfahlfuss gleicher Abmessungen und Beschaffenheit wurde anschliessend in einer Prüfpresse einer Belastung von 612 t – der maximal möglichen Pressenkraft – unterworfen (Bild 15), ohne dass der Prüfling dabei zerstört wurde. Dieser grosse Unterschied in der Belastung des Pfahlfusses (rund 1:3,4) ist darauf zurückzuführen, dass in dem einen Fall – durch das Ausweichen des Bodens beim Grundbruch – erhebliche, nach aussen gerichtete Reibungsspannungen in der Aufstandsfläche und damit erhöhte Zugspannungen im Pfahlfuss auftraten, während im anderen Fall – wie bei jedem ein- oder dreiaxialen Druckversuch – die Reibung zwischen Prüfling und Presse nach innen gerichtet war, wodurch die Zugspannungen im Pfahlfuss abgemindert wurden.

Für mein längeres Eingehen auf die mit der Grenztragfähigkeit zusammenhängenden Fragen bitte ich um Ihr Verständnis, da dieses Problem den Schwerpunkt unserer Forschung bildet und ich glaube, dass die aus den Grossversuchen gewonnenen Erkenntnisse nicht nur allein in theoretischer Hinsicht interessant, sondern vor allem auch für den Entwurf und die Ausführung von flach gegründeten Einzel- und Streifenfundamenten wichtig sind. Aus Zeitgründen kann ich mich dadurch aber zu dem zweiten, für Flachgründungen wichtigen Punkt, der Grösse der eintretenden Setzungen, nur kurz äussern.

Dieses Problem ist heute wichtiger als früher. Bei begrenzten Setzungen in nichtbindigen Böden konnte man früher oft sagen, dass sie für die Baukonstruktionen von Wohnhäusern unbedenklich sind, da sie ja während der Lastaufbringung, d.h. mit dem Hochführen der Bauwerke, eintreten und dadurch lediglich auf den noch frischen Mörtel oder Beton einwirkten, der noch verformbar genug ist, um kleine Bewegungen ohne Rissebildung ausführen zu können. Das ist mit den immer höher werdenden Bauwerken und dadurch längeren Bauzeiten, vor allem aber durch die zunehmende Verwendung von hochwertigen, starren, fast spröden Fertigteilen anders geworden. Heute können wir nicht mehr stets damit rechnen, dass mit der Lastaufbringung eintretende Setzungen von dem noch «weichen» Bau ohne jeden Risschaden verarbeitet werden. Das bedeutet, dass wir hinsichtlich der Möglichkeit ungleicher Setzungen heute vorsichtiger sein müssen als früher.

Es wird Sie in diesem Zusammenhang interessieren, in welcher Grössenordnung die uns bei unserer beratenden Tätigkeit bekannt gewordenen Setzungen liegen. Dabei möchte ich auf die Wichtigkeit von Setzungsmessungen hinweisen, die wir bei grösseren Bauobjekten immer empfehlen, und zwar nicht einmal allein für wissenschaftliche Zwecke, sondern auch aus Beweissicherungsgründen, da Schäden an neuen und unter Umständen gewagten Konstruktionen aus den verschiedensten Gründen möglich sind, zunächst aber fast immer auf eine unzureichende Gründung zurückgeführt werden. Hiergegen sind – sofern die Ursachen für die Schäden nicht tatsächlich in der Gründung liegen – richtig angelegte Setzungsmessungen während und nach Baudurchführung eine absolute Sicherung. In diesem Zusammenhang möchte ich nicht versäumen, auf die in den nächsten Monaten zu erwartende Neufassung der DIN 4107 «Setzungsbeobachtungen» aufmerksam zu machen [19].

Eine systematische und auch im Hinblick auf die Beweissicherung nützliche Setzungsbeobachtung mit einer interessanten Kuppelung von Feinmessungen mit dem Feinnivelliergerät und der Präzisionsschlauchwaage wurde bei dem Wiederaufbau des im Kriege zerstörten Hansaviertels in Berlin vorgenommen [20], das in völlig veränderter Form als aus Hochhäusern, normalen Wohnzeilen und Einzelhäusern gemischte «Stadt im Grünen» wieder aufgebaut wurde. Bei der Gründung wurde dabei das Sandersatzverfahren meines Wissens zum erstenmal im Grosseinsatz ausgeführt, d.h., die Fundamente wurden nicht bis auf den tragfähigen gewachsenen Sandboden hinabgeführt, was erhebliche Betonmengen erfordert hätte, sondern es wurde nach Beseitigen der oberen, nicht tragfähigen, organischen Bodenschichten auf den gewachsenen Sandboden eine lagenweise geschüttete und gut verdichtete Sandauffüllung aufgebracht. In dieser wurden dann die meisten Bauwerke in der aus der Höhenlage der Kellersohle gegebenen Tiefe auf Einzel- und Streifenfundamenten und nur vier Bauwerke aus besonderen Gründen auf Platten gegründet.

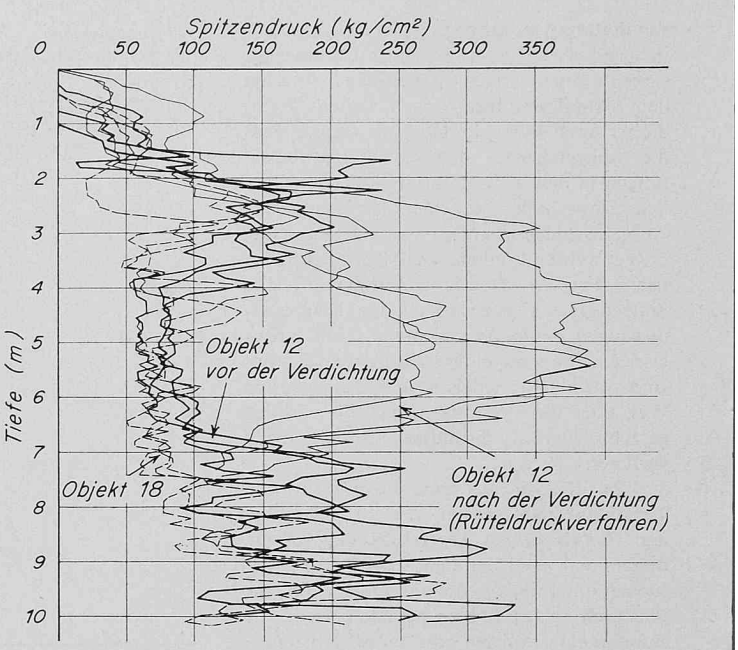


Bild 16. Sondierwiderstand (Spitzendruck) im gewachsenen, sandigen Untergrund und nach Tiefenverdichtung mit dem Rütteldruckverfahren

Die bei zehn dieser Bauwerke mit 8 bis 17 Geschossen gemessenen Gesamtsetzungen (Tabelle 2, S. 845) bei Bodenpressungen von maximal etwa 3 bis 3,5 kg/cm² liegen maximal bei rd. 1 bis 2 cm, die grössten Setzungsdifferenzen bei rd. ¼ bis knapp 1 cm. In dieser Grössenordnung ergaben sich auch die maximalen Setzungen und Setzungsunterschiede bei einem auf Einzelfundamenten (3,3 m × 5,7 m bzw. 3,6 m × 6,3 m) mit rd. 4,5 kg/cm² auf oberflächlich verdichtetem Sand gegründeten, 17geschossigen Wohnhochhaus (Tabelle 3) und bei anderen ähnlichen Gebäuden. Setzungen und Setzungsunterschiede dieser Grösse müssen hiernach bei derartigen Bauwerken als praktisch unvermeidbar angesehen werden. Stellt sich durch die für die Gründung derartiger Hochhäuser in sandig-kiesigem Untergrund stets durchgeführten Drucksondierungen heraus (Bild 16), dass dieser eine lockere Lagerung besitzt und erheblich grössere Setzungen befürchtet werden müssen, so empfehlen wir zur Verminderung der Setzungen in der Regel eine Tiefenverdichtung nach dem Rütteldruckverfahren der Johann Keller GmbH, Frankfurt/Main.

Neben den bei Setzungsbeobachtungen unmittelbar anfallenden Messwerten erhält man durch ihre Auswertung die für die Verbesserung weiterer Setzungsberechnungen in erster Linie interessierende Steifezahl des Baugrundes [21]. Die sich aus der bekannten allgemeinen Gleichung für die Setzung von Lastflächen auf dem elastisch isotropen Halbraum ergebende Steifezahl ist dabei als Mittelwert des gesamten, durch das Bauwerk zusätzlich belasteten Bodenvolumens anzusehen. Der so ermittelte Wert der Steifezahl besitzt den Vorteil, dass alle Faktoren, die die Grösse der Steifezahl beeinflussen könnten, in ihr enthalten sind (Bild 17). Durch die mit der Tiefe zunehmenden Korn-zu-Korn-Drücke ergibt sich z.B. für die Steifezahl eine starke Zunahme mit der Tiefe; infolge des Tiefeneinflusses jeder Lastfläche ist damit auch die Gesamtsteifigkeit des Baugrundes von der Fundamentfläche abhängig [20].

Eine noch weitergehende Auswertung, die allerdings nur möglich ist, wenn durch die Messungen eine deutliche Durchbiegung des Bauwerks, d.h. eine Setzungsmulde, aufgezeigt wird (Bild 18), gestattet

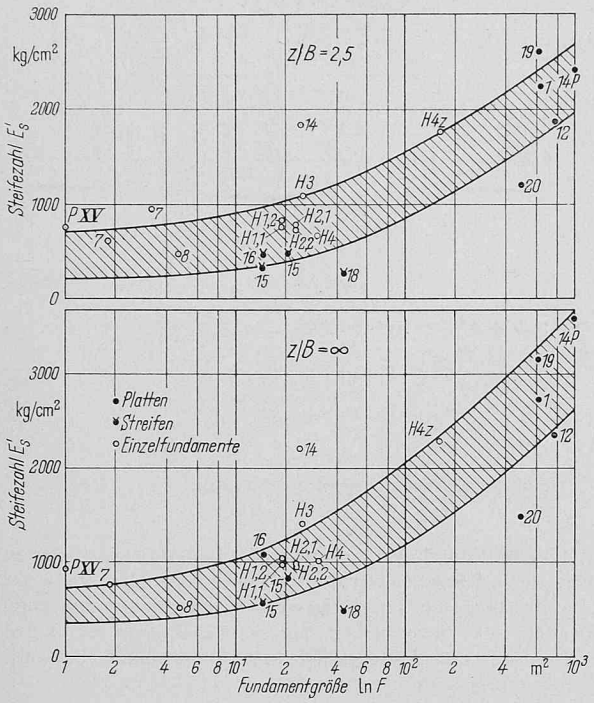


Bild 17. Abhängigkeit der Steifezahl des Baugrundes von der Fundamentfläche auf Grund von Setzungsbeobachtungen im Hansaviertel in Berlin.

es, das wirksame Trägheitsmoment des Bauwerks zu berechnen [22]. Dabei wird die gemessene Setzungsmulde des Untergrundes der nach der Biegetheorie des elastischen Balkens ermittelten Durchbiegung des Bauwerks gleichgesetzt; einen Berechnungsansatz hierfür bietet das sogenannte Steifezahlverfahren [23]. Diese Untersuchung ist besonders interessant, wenn nicht nur die entsprechenden Messwerte für das fertige Bauwerk vorliegen, sondern die notwendigen Messwerte auch für Zwischenbauzustände vorhanden sind, da sich daraus die Veränderung der Gesamtsteifigkeit verfolgen und entnehmen lässt, in welchem Umfang der Oberbau zur Erhöhung der Steifigkeit beiträgt.

Wir haben eine solche Untersuchung für drei auf Platten gegründete Wohnhochhäuser im Hansaviertel durchgeführt [24]. Als Ergebnis wurde festgehalten, dass man bei Hochhäusern aus unbewehrtem Beton das Gesamtträgheitsmoment des Bauwerks als Summe der Einzelträgheitsmomente eines jeden Geschosses angeben kann. Dabei können für die Ermittlung des Trägheitsmoments der Einzelgeschosse die parallel zur Biegeachse verlaufenden Wandscheiben voll, d.h. ohne Abzug der Fensteröffnungen, eingesetzt werden. Unter Umständen kann der Anteil der Geschossdecken an der Gesamtsteifigkeit vernachlässigt werden; der dabei gemachte Fehler ist im allgemeinen kleiner als 3 %.

Hiernach dienen alle tragenden Querwände nur zur Aussteifung des Bauwerks in Querrichtung, tragen aber zur Aussteifung des Gebäudes in Längsrichtung praktisch nicht bei. Diese Vorstellung gewinnt in dem Fall, wo die Bauwerkslasten ausschliesslich über die Querwände in den Untergrund eingeleitet werden (sog. «Schottenbauweise»), ganz klar an Gestalt. Hier gehören alle Längswände nicht zur tragenden Konstruktion. Die Aussenwände können vielmehr, was oft auch geschieht, aus vorgehängten Fertigteilen (Fassadenplatten) bestehen.

Schliesslich lassen sich auch durch Vergleich der Auswertung von Setzungsbeobachtungen an Hochhäusern mit verschiedener konstruktiver Konzeption (z.B. Schüttbeton oder Stahlbeton) konstruktive Massnahmen ableiten, die der Erhöhung der Bauwerkssteifigkeit dienen. So erhöht sich z.B. das Trägheitsmoment des Hochhausquerschnitts, wenn man an den Übergangsstellen der einzelnen Geschosse eine kräftige Dübelbewehrung anordnet. Allerdings wird die Forderung einer absolut kraftschlüssigen Verbindung der einzelnen Geschosse miteinander in Wirklichkeit kaum zu erreichen sein, sondern es wird sich ein Zwischenzustand einstellen.

Auch bei Fertigbauweisen liegt das Hauptproblem in der kraftschlüssigen Ausbildung der Fugen, die es erlauben soll, die hier wirkenden Querkräfte ohne nennenswerte gegenseitige Verschiebung von einem Fertigungselement zum anderen zu übertragen. Es liegt in der

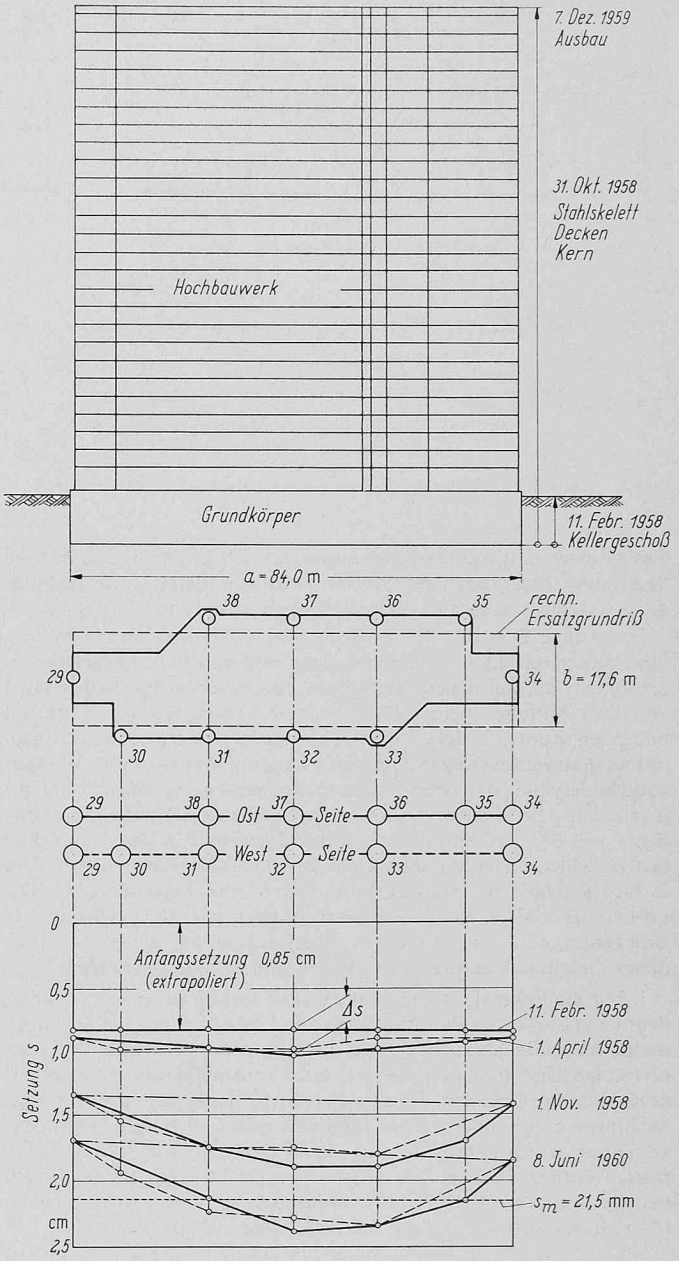


Bild 18. Durch Setzungsbeobachtungen gemessene Setzungsmulden unter einem auf einer Gründungsplatte gegründeten Hochhaus

Natur der Fertigbauweise, dass ihr Verformungsverhalten selbst bei sorgfältigster Fugenverdübelung dem eines monolithischen Bauwerks (Schüttbeton oder Stahlbeton) wohl kaum gleichkommen kann. In derartigen Fällen empfehlen wir grundsätzlich, das unterste bzw. die untersten Geschosse in Ortbeton zu erstellen, um unabhängig von der Art der Fertigbauweise die Gewähr einer gewissen Bauwerkssteifigkeit zu haben.

Nach diesen mehr grundsätzlichen Ausführungen möchte ich nunmehr auf zwei Beispiele eingehen, die meines Erachtens interessante Ausführungen von Flachgründungen darstellen.

Beim Bau des Universitäts-Klinikums in Westberlin traten bei dem Entwurf und der Ausführung der Gründung des Bettenhauses I entscheidend wichtige Fragen hinsichtlich der Vorausberechnung des Setzungsverhaltens und hinsichtlich der zutreffenden Beurteilung der Güte der Gründungsschicht auf. Letztere bestand aus einer unregelmässigen Wechsellagerung von mehreren Metern dicken Geschiebemergel- und diluvialen Sandschichten.

Beim Bettenhaus (Bild 19) handelt es sich um ein aus zwei Flügeln bestehendes Bauwerk, dessen Besonderheit darin besteht, dass die Giebelbereiche über dem 2. Obergeschoss um rd. 8 m auskragen. Die Bauwerkslasten werden hier durch zwei Tiefkeller hindurch über vier Stützen auf eine gemeinsame, rd. 20 m × 24 m grosse Gründungsplatte abgesetzt. Von den vier Hauptstützen tragen die zwei am Kragarm stehenden Stützen je 3100 t und die beiden anderen nur je 1100 t,

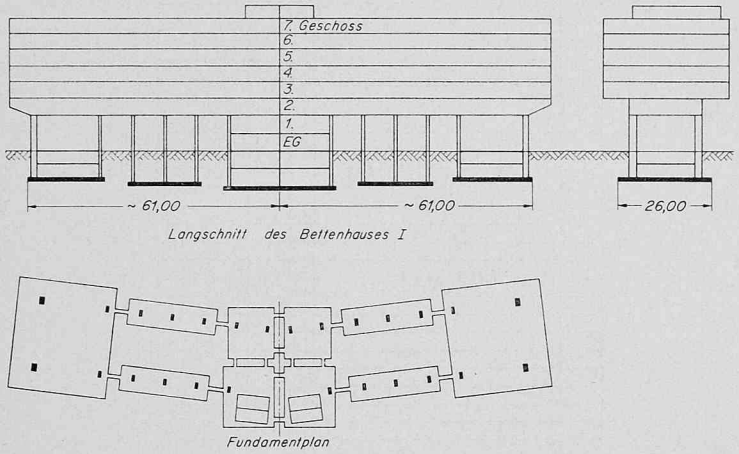


Bild 19. Bettenhaus 1 des Universitäts-Klinikums Berlin, Systemskizze

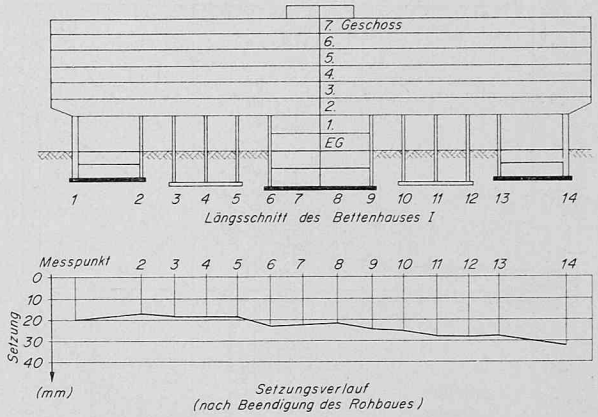


Bild 20. Dasselbe, gemessene Setzungen

was zu einer mittleren Bodenpressung von 2,6 kg/cm² führt. Für die Bemessung dieser durch vier Stützen belasteten Platte wurde die Sohldruckverteilung nach dem Steifezahlverfahren ermittelt.

An diese äusseren Platten schliessen sich jeweils zwei Streifenfundamente mit 6,3 m Breite und einer mittleren Bodenpressung von 2,9 kg/cm² an, auf denen die Stützen des zwischen den Kopfbauten und dem Mittelteil befindlichen Bauteils stehen. Die den Mittelteil bildenden Kerne, in denen die Treppenhäuser und Fahrstühle angeordnet sind, wurden wegen ihrer tiefen Lage auf Platten, die als Wannen ausgebildet sind, mit einer mittleren Bodenpressung von 2,5 kg/cm² gegründet. Die Sohlen der drei verschiedenen Gründungsbereiche liegen von den Aussenstützen ausgehend jeweils 2 m tiefer. Das über den einzelnen Gründungsbereichen errichtete Bauwerk ist über dem 2. Obergeschoss in Bauwerksmitte durch eine Fuge getrennt. Die Lasten der oberen Geschosse werden über das als geschosshohes Brückentragwerk ausgebildete 2. Obergeschoss auf die bis in Höhe dieses Geschosses aufragenden Stützen und Wände abgetragen.

Für die Frage der Fugenbreite war es wichtig zu wissen, ob unter dem langgestreckten Bauwerk von über 120 m Länge eine Setzungsmulde mit einer Maximalsetzung in der Mitte zu erwarten war oder ob infolge der extrem hohen Einzellasten an den Giebeln mit einer aus konstruktiven Gründen viel günstigeren Drehung der beiden Flügel nach aussen gerechnet werden konnte. Ergänzend zu der Sohldruckverteilung wurden deshalb auch die Setzungen unter den Aussenplatten ermittelt, wobei sich ergab, dass die äusseren Bauteile auch bei Berücksichtigung der anschliessenden Bauteile eine Neigung nach aussen erhalten und die Setzungsmulde abflachen würden.

Beim Aushub der Baugruben und Herstellung der Gründungssohlen traten in den Teilen, wo der Geschiebemergel in der Sohle anstand, dadurch Schwierigkeiten auf, dass dieser seine vorher gute Beschaffenheit ($w < 10\%$, $\varepsilon < 0{,}3$) verlor, und zwar durch oberflächliche Aufweichung infolge der Niederschläge und durch die Knetwirkung der eingesetzten Erdbaugeräte, ausserdem auch dadurch, dass die eingelagerten Sandschichten zeitweilig Schichtwasser führten und beim Anschnitt durch den Aushub in die Baugrube entwässerten und «ausbluteten». Diese Schwierigkeiten führten dazu, dass zeitweise gewisse Zweifel über die Tragfähigkeit des Baugrundes auftraten. Diesen Zweifeln ist es zu verdanken, dass sich der Bauherr entschloss, an dem auch in bautechnischer Hinsicht interessanten Bauwerk Setzungsbeobachtungen durchzuführen.

Die bis zur Beendigung der Rohbauarbeiten durchgeführten Setzungsmessungen haben das Ergebnis der berechneten mittleren Setzung von 2½ bis 3 cm bestätigt (Bild 20) und ein einwandfreies Verhalten von Baugrund und Gründung bewiesen. Aus den Auftragungen ist bei beiden Kopfbauten auch deutlich eine Neigung nach aussen zu erkennen; der Setzungsunterschied zwischen den Aussen- und Innenstützen beträgt rd. 5 mm. Die aus der Setzungskurve hervorgehende Gesamtneigung des Bauwerks nach Osten ist nur scheinbar, da der Bauablauf von Osten nach Westen erfolgte, so dass die Belastungen zum Zeitpunkt der Messungen im Westflügel wegen des hier noch fehlenden Innenausbaus geringer als auf der Ostseite waren. Wieweit sich die Setzungen der zur westlichen Bauwerkshälfte gehörenden Bauteile den Setzungen des östlichen Baukörpers noch anpassen werden, soll durch weitere Setzungsmessungen verfolgt werden.

Ähnliche Schwierigkeiten stellten sich auch auf einem völlig neu aufgeschlossenen Baugelände im Norden Berlins ein. Auf diesem, nach früheren Untergrundaufschlüssen und wegen zeitweilig hoch anstehenden Grundwassers für eine mehrgeschossige Bebauung ungeeignet gehaltenen Gebiet werden seit 1962 vier- bis neunzehngeschossige Wohnhäuser für eine Siedlung mit mehr als 16000 Wohneinheiten gebaut (Bild 21).

Der Untergrund besteht hier überwiegend aus bindigen Ablagerungen (Bild 22), und zwar bis in Tiefen von 4 bis 7 m aus sandigem Geschiebelehm mit in geringem Umfang eingelagerten Sandschichten und in grösserer Tiefe aus sandigem Geschiebemergel. Der im Gründungsbereich anstehende sandige Geschiebelehm ist nur von steifer bis weicher, der darunter anstehende sandige Geschiebemergel von halbfester bis fester Konsistenz. Der Wechsel in der Beschaffenheit geht aus der Aufzeichnung der Proberammung eines Frankipfahls gut hervor (Bild 22); während zum Eintreiben des Arbeitsrohrs im oberen Bereich nur 13 bis 28 Schläge je m erforderlich waren, stieg die Schlagzahl nach Erreichen des sandigen Geschiebemergels bis auf über 100 Schläge je m an.

Ein anschauliches Bild über die Beschaffenheit der im oberen Bereich liegenden Schicht nach einem wenig sorgfältig vorgenommenen Ausschacht zeigen Aufnahmen, die beim Aushub einer mit Injektionsankern gesicherten tieferen Baugrube gemacht wurden (Bild 23). Die Verschlechterung des Geschiebelehms ist auf das infolge der Sandeinlagerungen anfallende Schichtwasser, auf die Niederschläge und die Entlastung der Baugrubensohle infolge des Aushubs sowie Mängel bei der Wasserhaltung zurückzuführen. Erst nachdem die offene Wasserhaltung dem Bodenaushub vorauseilte, d.h. die Sickergräben und Pumpensümpfe stets tiefer als die jeweilige Aushubsohle lagen, war diese einigermassen trocken und die Beschaffenheit des Bodens unverändert. Um den für eine Klebung erforderlichen Unterbeton einbringen zu können, wurde die Baugrube tiefer ausgehoben und durch eine 50 bis 70 cm dicke, als Flächenfilter wirkende Kiessandschicht abgedeckt.

Bild 23. Mit Injektionsankern gesicherte Baugrube mit aufgeweichter Sohle

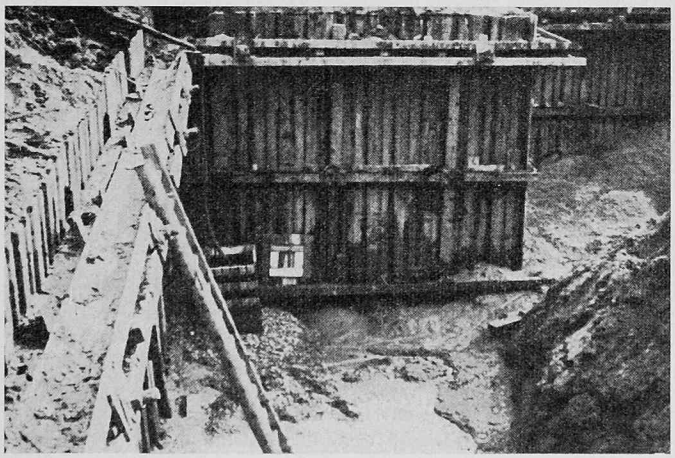


Bild 21. Neue Wohnsiedlung «Märkisches Viertel» in Berlin

Bilder 17 und 18 aus **Schultze/Muhs,** Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, 1967

Auf diesem Untergrund wurden bzw. werden die in verschiedenen Bauweisen hergestellten Gebäude in Abhängigkeit von der Geschosszahl und der jeweiligen Bauwerkssteifigkeit unter Berücksichtigung der Konsistenz der Gründungsschicht gegründet. Bauwerke in Schüttbauweise (z.B. Allbeton) erhalten fast ausschliesslich in der aus der Höhenlage der Kellersohle sich ergebenden Tiefe, d.h. im sandigen Geschiebelehm, eine Flachgründung auf Streifenfundamenten mit einer mittleren Bodenpressung von 2,5 bis 3,0 kg/cm². Nur bei Bauwerken mit mehr als 15 Geschossen werden aus den Streifenfundamenten Gründungsplatten. Weisen die Ergebnisse der durchgeführten Bodenuntersuchungen nach, dass der sandige Geschiebelehm überwiegend von weicher Beschaffenheit ist, so wird um rd. 1,5 m tiefer ausgeschachtet und zwischen Fundamentsohle und anstehendem Boden eine gut verdichtete Sandschüttung eingebaut.

Bei Gebäuden, die mit grossformatigen Fertigteilen (Tafelbauweise) errichtet werden, wird bei der Gründung in gleicher Weise verfahren, jedoch wird die Bauwerkssteifigkeit durch Ausführung der Keller in Stahlbeton erhöht. Dagegen können die ebenfalls vorkommenden Gebäude ohne Keller und mit einem als Luftgeschoss ausgebildeten Erdgeschoss nicht mehr flach gegründet werden. Für diese Bauwerke wurden wegen ihrer grösseren Empfindlichkeit gegenüber Setzungsunterschieden Pfahlgründungen gewählt, die die Bauwerkslasten in den unteren festen Geschiebemergel einleiten.

Literatur

[1] *Muhs:* Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen. «Schweizerische Bauzeitung» 77 (1959), S. 265 und 293.

[2] DIN 1054 (Entwurf 1966) – Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrundes – Richtlinien.

[3] DIN 4017 (Vornorm 1965), Bl. 1 – Baugrund – Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen – Richtlinien
DIN 4017 (Entwurf 1964), Bl. 2 – Baugrund – Grundbruchberechnungen von schräg und aussermittig belasteten Flachgründungen – Richtlinien. Zurzeit in Neubearbeitung.

[4] DIN 4018 (1957) – Flächengründungen – Richtlinien für die Berechnung.

[5] DIN 4019 (1955), Bl. 1 – Baugrund – Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung – Richtlinien.
DIN 4019 (1961), Bl. 2 – Baugrund – Setzungsberechnungen bei schräg und aussermittig wirkender Belastung (Verkantung) – Richtlinien.

[6] *Muhs:* Über die zulässige Belastung nichtbindiger Böden. «Berichte aus der Bauforschung», Heft 32, 1963, S. 103. Vertrieb: Ernst & Sohn.

[7] *Jänke:* Über die zulässige Belastung bindiger Böden. «Berichte aus der Bauforschung», Heft 32, 1963, S. 123. Vertrieb: Ernst & Sohn.

[8] *Prandtl:* Über die Härte plastischer Körper. «Nachrichten d. Gesellschaft d. Wissenschaften Göttingen», Mathematisch-physikalische Klasse. 1920, S. 74.

[9] *Drechsler* u. *Gudehus:* Kritik an der Verwendung der Kötterschen Gleichungen in der Gleichgewichtsmethode. «Brücke und Strasse» 5 (1967), S. 122.

[10] *Muhs:* On the shape-factor in the formula for the ultimate bearing capacity of foundations. Proceedings d. 6. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montreal/Canada, 1965, S. 439, Bd. III.

[11] *Naujoks:* Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand. «Berichte aus der Bauforschung», Heft 32, 1963, S. 1. Vertrieb: Ernst & Sohn.

[12] *Bishop:* The strength of soils as engineering materials. «Géotechnique» XVI (1966), S. 91.

[13] *Leussink, Wittke, Weseloh:* Unterschiede im Scherverhalten rolliger Erdstoffe und Kugelschüttungen im Dreiaxial- und Biaxialversuch. Veröffentlichungen d. Instituts f. Bodenmechanik u. Felsmechanik der TH Karlsruhe, Heft 21, 1966.

[14] *de Beer:* Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand. Proceedings d. 6. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montreal/Canada, 1965, S. 165, Bd. I.

[15] *Muhs:* On the phenomenon of progressive rupture in connection with the failure-behaviour of footings in sand. Proceedings d. 6. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montreal/Canada, 1965, S. 419, Bd. III.

[16] *Schweickert:* Über den Einfluss von Reibungskräften in der Sohlfuge eines starren Streifenfundaments auf die Sohldruckverteilung. Veröffentlichungen d. Instituts f. Bodenmechanik u. Felsmechanik der TH Karlsruhe, Heft 14, 1964.

[17] *Muhs:* On the measurement of the friction in the base of flat footings founded in sand and first test results gained by a new gage developed for the combined measurement of normal and tangential stresses. Proceedings d. 6. Intern. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Montreal/Canada, 1965, S. 436, Bd. III.

[18] *Muhs:* Versuche mit Bohrpfählen, Teil 1. 1959. Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin.

[19] DIN 4107 (Entwurf 1967) – Baugrund – Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken.

[20] *Muhs:* Ergebnisse der Setzungsmessungen an den Hochhäusern im Hansaviertel und am Hochhaus «Heilsberger Dreieck» in Berlin. «Berichte aus der Bauforschung», Heft 18, 1961, S. 1. Vertrieb: Ernst & Sohn.

[21] *Neuber:* Setzungen von Bauwerken und ihre Vorhersage. «Berichte aus der Bauforschung», Heft 19, 1961. Vertrieb: Ernst & Sohn.

[22] *Schultze:* Probleme bei der Auswertung von Setzungsbeobachtungen. Vortrag auf der Baugrundtagung in Essen, 1962.

[23] *Kany:* Berechnung von Flächengründungen. 1959. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

[24] *Muhs* u. *Weiss:* Die Berechnung der Bauwerksteifigkeit von Hochhäusern aus den Ergebnissen von Setzungsbeobachtungen. «Die Bautechnik» 40 (1963), S. 377.

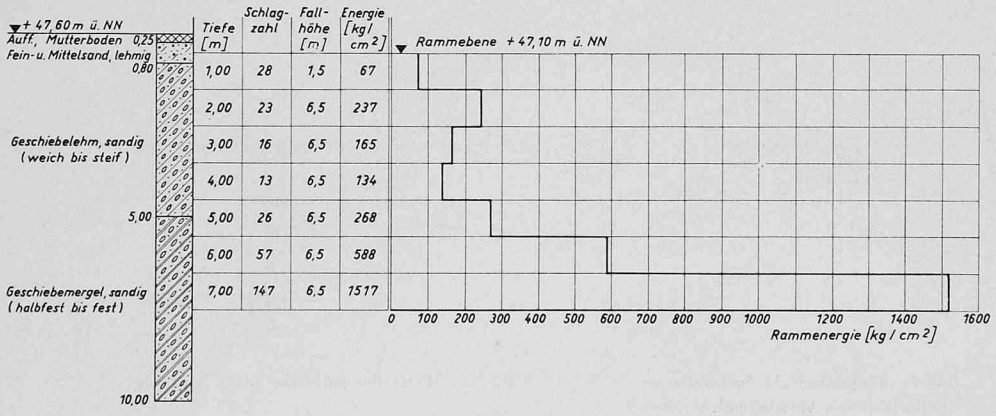


Bild 22. Untergrundverhältnisse und Rammdiagramm eines Franki-Pfahls im «Märkischen Viertel»

Adresse des Verfassers: Dr.-Ing. *Heinz Muhs,* Institutsdirektor, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO), Technische Universität Berlin, D-1 Berlin-Charlottenburg, Jebensstrasse 1.