

Veröffentlichungen des Instituts
der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)
an der Technischen Hochschule Berlin

Heft 3

Kritische Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen

besonders in den Hafenplätzen

Niederländisch-Indiens

von

Dr.-Ing. Wilhelm Loos

Regierungsbaumeister a. D.

Mit 18 Textabbildungen



Berlin

Verlag von Julius Springer

1932

ISBN 978-3-7091-5196-9 ISBN 978-3-7091-5344-4 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-7091-5344-4

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Vorwort.

Die Meinungen darüber, ob für ein Bauvorhaben Flach- oder Pfahlgründungen vorzuziehen sind, gehen oft auseinander. In der vorliegenden Arbeit sucht der Verfasser, gestützt auf eigene bei Gründungsarbeiten und Bauwerken in Niederländisch-Indien gewonnene Erfahrungen, Vor- und Nachteile beider Gründungsarbeiten gegeneinander abzuwägen. Hierbei wird auch auf den Einfluß der physikalischen Eigenschaften des Baugrundes eingegangen und werden die Ergebnisse von Versuchen an Bodenproben aus Niederländisch-Indien mitgeteilt.

Berlin-Charlottenburg, im März 1932.

**Deutsche Forschungsgesellschaft
für Bodenmechanik.**

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung	1
A. Allgemeine Beschreibungen der Verhältnisse	2
I. Lage, Bodenverhältnisse, Zweck und Umfang der Bauten, bisher übliche Vorarbeiten	2
II. Wahl der Gründungsart	3
a) Einige Vor- und Nachteile	3
b) Ausführungsmöglichkeiten	3
c) Forderungen der Behörden	4
B. Ausgeführte Bauten (Beispiele)	4
I. Beispiele von Pfahlgründungen	4
a) Pf. 1 Kaischuppen 5, Tandjonk Priok	4
b) Pf. 2 Dampfwäscherei Priok	7
c) Pf. 3 Stockwerkschuppen „Ost“, Belawan (Deli) (und Pl. 3b einfacher Kaischuppen „West“, Belawan)	8
II. Beispiele von Plattengründungen	9
a) Pl. 1 Doppelwohnung für die N.I.S.E. in Priok (Seehafen von Batavia)	9
b) Pl. 2 Tankpark für Palmöl im Hafen Belawan (Deli)	11
c) Pl. 3a Kulisiedlungen, Belawan (Deli)	14
d) Pl. 4 Kaischuppen mit Stockwerk, Soerabaya	15
e) Pl. 5 Fabrikhalle einer Werft, Soerabaya	16
C. Richtlinien für die Wahl der Gründungsart	17
1. Keine festen Regeln oder Vorzug eines Systems	17
2. Entscheidung von Fall zu Fall	17
3. Dafür jedoch Richtlinien für Vergleichsberechnung und Beurteilung	18
4. Ratschläge für mit bescheidenen Mitteln zu erreichende Vorarbeiten	18
5. Zweckmäßigere Ausbildung beider Arten (besonders der Platten) und Arbeitsweise auf Grund obiger Beispiele und Erfahrungen. Beurteilung der Mantelreibung	18
6. Überwachung ausgeführter Bauten	19
Zusammenfassung	20
Anhang: Erläuterung der ausgeführten Bodenuntersuchungen	21
a) Einleitung	21
b) Beschreibung der Versuche	21

Einleitung.

Die vorliegende Arbeit wurde veranlaßt durch die bei Bauvorhaben in den Hafenstädten Javas und Sumatras stets wieder auftauchenden Erwägungen, ob man Pfahl- oder Flachgründungen anwenden solle. Es liegt auf der Hand, daß bei vergleichender Bewertung die beiden Gründungssysteme manchmal unrichtig beurteilt werden und bei Pfahlgründungen öfters, der weniger kostspieligen Flachgründung gegenüber, unnötig hohe Beträge ausgegeben werden. Auch die oft übertriebene Beunruhigung der Eigentümer großer Bauten bei auftretenden Setzungen, die Nachteile übereilter Maßnahmen, unzureichender oder sehr kostspieliger Wiederherstellungen — selbst bei vorausgesagten Erscheinungen — machen eine gründliche Untersuchung an Hand praktischer Beispiele — wenn möglich erläutert durch einige Versuche — wünschenswert.

Dem Verfasser standen während seiner Tätigkeit als beratender Ingenieur in Niederländisch-Indien (1921—1930) noch nicht die neueren Veröffentlichungen aus dem Gebiet der Bodenmechanik zur Verfügung. Sie sind jetzt zur Bearbeitung des gesammelten Materials möglichst herangezogen worden.

Die Beobachtungen reichen meist bis zu 8 Jahren zurück; soweit ältere Zeichnungen, Berichte und Messungen vorliegen, in einzelnen Fällen bis zu 12 Jahren. Für vergleichende Betrachtung ist dabei vor allem wertvoll, daß in den größeren Häfen sowohl Pfahl- wie Plattengründungen (je nach Zweck und Gewicht des Bauwerkes und der Ansicht von Ingenieur und Bauherr gewählt) zur Anwendung kamen, und nicht, wie es sonst meist üblich ist, am selben Platz stets grundsätzlich dieselbe Art der Fundierung angewandt wurde.

Die Auswertung der Erfahrungen und Beobachtungen wird allerdings dadurch erschwert, daß die Messungen nicht schon seit Jahren in vollem Umfang auf den jetzigen Zweck eingestellt waren. Es ergeben sich jedoch bei allen Fortschritten später solche Lücken und sie dürfen nicht davon zurückhalten, wenigstens die vorhandenen Angaben so gut wie möglich auszuwerten. Gerade darum ist die Frage jetzt aufgegriffen, einerseits um die Beobachtungen zu ergänzen, andererseits um die Richtigkeit der gewählten Gründungsarten in konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht nachzuprüfen. Auf diese Weise soll die Arbeit künftigen Neubauten zugute kommen, sparsames und zweckdienliches Bauen fördern, unsere Erkenntnisse über Bodenverhältnisse und Gründungen erweitern und Bauherren sowie Behörden zur Mitarbeit anregen.

A. Allgemeine Beschreibungen der Verhältnisse.

Vor eingehender Behandlung der einzelnen Beispiele sind einige Bemerkungen, die für die verschiedenen Häfen Gültigkeit haben, unerlässlich.

I. Lage, Bodenverhältnisse, Zweck und Umfang der Bauten, bisher übliche Vorarbeiten.

Die größeren Häfen Javas und Sumatras, in denen die als Beispiele gewählten Bauwerke stehen, besitzen erst in einer Tiefe von etwa 15—25 m unter Gelände sogenannten festen Baugrund. Die „feste Lage“ verläuft in schwacher Neigung nach See zu, z. B. in Soerabaya innerhalb des Hafens von 21—24 m unter Hafengelände (letzteres + 0,70 m S. H. V. P.)¹. Die darüberliegenden Lagen sind meist sehr weicher Ton, stellenweise auch vermischt mit Moor, Humus, Sand und Korallenkalkbrocken, abgesetzt am früheren Meeresboden und im Deltagebiet der Flüsse, die infolge der zahlreichen und heftigen Regen-

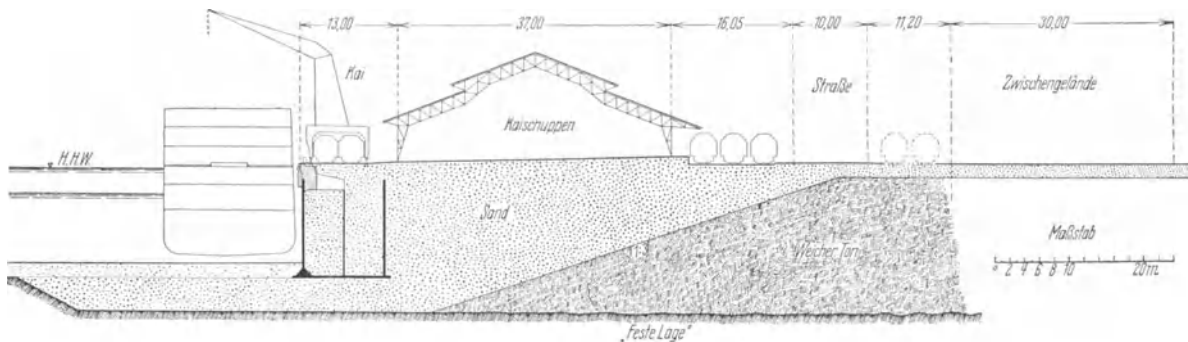


Abb. 1. Querschnitt des Ozeankai Belawan.

fälle Verwitterungsprodukte vulkanischer Gesteine in großen Mengen mit sich führen. Der weiche Ton liegt entweder an sekundärer Lagerstätte und ist dort oft erst in allerjüngster Zeit abgelagert, da die Bankbildung in den Flüssen sichtbar fortschreitet, oder er ist aufgespült beim Verwandeln von Sumpf in Bau- und Hafengelände. Dazu hätte man besser Sand genommen, meist war solcher sogar vorgeschlagen; für ihn waren auch die Entnahmestellen nicht viel weiter abgelegen als für den leider oft verwandten Schlick. An vielen Stellen trifft man auch ein Gemisch von beiden Bodenarten an, das jedoch oft nicht homogen ist, da sich beim Aufspülen Querrücken bildeten und linsenförmige Toneinlagerungen entstanden. Es ist deutlich merkbar, daß in den verschiedenen Häfen das Aufspülen und Hinterfüllen der Kaimauern mit stark abweichender Gründlichkeit geschehen ist. Alle diese Umstände erschweren die Beurteilung sehr und machen eine Vorausberechnung der Setzungen nahezu unmöglich. Wo z. B. weicher Ton und Sandlagen abwechseln und auf demselben Baugelände in einigen Metern Entfernung verschiedene Mächtigkeit haben, ist 1. das Tempo der Setzungen sehr verschieden (die Erklärung gibt Prof. Terzaghi in „Ingenieur-Geologie“ S. 470), wird aber auch 2. der Endzustand bald annähernd erreicht sein, wie auch aus dem Beispiel Pl. 1 (Wohnungen N. J. S. E.) hervorgeht.

Die Bauten dienen meist der Seeschifffahrt (Kaianlagen mit Schuppen) oder ihren Nebenbetrieben (Umschlaglagerhäuser, Zollschuppen, Dampfwaschereien, Öltanks, Werften, Bürogebäude und Beamtenwohnungen).

Da in den niederländisch-indischen Häfen fast überall Kaimauern auf Eisenbeton-Caissons gebaut werden, sieht der Querschnitt eines solchen Kais mit Hintergelände meist aus wie Abb. 1. Unter den

¹ S. H. V. P. = Soerabaya Haven-Vloed-Peil.

Caissons ist gebaggert bis auf die sogenannte feste Lage, darauf wurde Sand eingebracht und auf Unterseite Caisson abgeglichen, die Caissons an Ort und Stelle gebracht, gefüllt und hinterfüllt. Während dieses Arbeitsvorganges blieb meist der weiche Ton unter einer Böschung von etwa 1 : 3 stehen; dadurch findet man an der Vorderseite der Kaischuppen meist nur Sand, an der Hinterseite eine Oberlage von 7—9 m Sand, darunter Ton bis zur festen Lage. Das noch weiter vom Kai abgelegene Zwischengelände, das für Bauten der Nebenbetriebe vermietet wurde, hat oft nur eine 1½—2 m starke Oberschicht von Sand. Wie gesagt, kommen viele örtliche Abweichungen vor, die bei den einzelnen Fällen beschrieben werden. Das Baugelände wird entweder von den Hafenbehörden selbst bebaut oder an die größeren Schiffahrtsgesellschaften bis zu 75 Jahre in Erbpacht gegeben. Die Jahresmiete beträgt in den älteren Häfen auf Grund der sogenannten Pioniersrechte etwa 3 hfl./m², in den neueren 9 hfl./m², für das Zwischen- und Hintergelände 1—3 hfl./m². Durch diese Pachtsätze wird Projekt und Gründungsweise mit beeinflusst, da bereits auf Gelände mit über 3 hfl./m² Jahresmiete ein Schuppen mit Stockwerk trotz der schwereren Gründung wirtschaftlicher wird. Die Zusammensetzung des Baugrundes ist in vielen Abstufungen vorhanden. Z. B. ist in Soerabaya besonders viel Sand aufgespült. Auch ist bei einigen Grundstücken eine frühere Vorbelastung (z. B. durch mehrere Meter hoch aufgestapelten Sandvorrat, Benutzung als Steinkohlenlagerplatz) für die späteren Bauten recht günstig.

An Aufschlüssen über den Baugrund standen meist zur Verfügung: Bohrungen, die in der Regel bereits nach Fertigstellung der Kaibauten durch die Hafenbaudirektion vorgenommen wurden und deren Ergebnisse graphisch aufgetragen waren. Die Bodenproben wurden jedoch in der Regel nicht aufbewahrt, so daß die oft dehnbaren Bezeichnungen der Lagen nicht genügend eindeutig waren. Deshalb wurden in den letzten Jahren vor Baubeginn neue Bohrungen ausgeführt und davon meist auch Proben der verschiedenen Schichten in Flaschen verschlossen aufbewahrt.

Außerdem wurden vor Ausführung von Plattengründungen auf dem betreffenden Grundstück eine oder mehrere Probelastungen vorgenommen und die Ergebnisse tabellarisch oder graphisch dargestellt. Eine eingehendere Untersuchung der einzelnen Proben im Laboratorium ist bisher nicht bekannt geworden.

II. Wahl der Gründungsart.

Entwurf und Bauleitung liegt in den Händen von Behörden oder beratenden Ingenieuren, in einzelnen Fällen wenden sich Bauherren auch direkt an Unternehmer. Die Wahl der Gründungsart wird keineswegs immer vom rein technisch-wirtschaftlichen Standpunkt aus entschieden, zumal die Bewertung aller Vor- und Nachteile ziffernmäßig oft nicht durchführbar ist.

a) Einige Vor- und Nachteile seien schon jetzt angeführt. Durch Pfahlgründungen, vor allem wenn es gelingt, sie auf festen Boden zu führen, hofft man gänzlich vor Fehlgründungen und Schäden gesichert zu sein und keine Betriebsstörungen durch Reparaturen zu haben. Plattengründungen sind wesentlich billiger und schneller ausführbar, bedingen allerdings eine ziemlich regelmäßige Form des Bauwerkes. Bei Bauten ohne Stockwerk kommt man meist mit einem Druck des Fundaments auf die Unterlage von 0,3 kg/cm² aus, für Stockwerksschuppen dagegen muß man schon bis zu 1 kg/cm² zulassen können. Von vornherein muß man gewärtig sein, daß Senkungen auftreten. Sache der Vorarbeiten und der Konstruktion ist es, sie gleichmäßig und in erträglichen Grenzen zu halten. Für den Laien wird die Beurteilung erschwert und die Befürchtung künftiger Schäden vergrößert durch eine Anzahl von Fehlgründungen, deren Auswirkung bekannt, deren Ursachen aber noch ziemlich unklar geblieben sind (z. B. Verschieben des Steinkohlenkais in Soerabaya, beschrieben durch Ir. A. A. Meijers in „De Ingenieur“ 1920, H. 3).

b) Ausführungsmöglichkeiten. Die praktische Ausführungsmöglichkeit spielt eine große Rolle. Nicht an allen Plätzen sind Bauunternehmungen mit ausreichendem Gerät für das Rammen von Eisenbetonpfählen von 18—20 m Länge verfügbar und wenn schon, haben die wenigen Firmen bei der Verdingung ein gewisses Monopol, das sich im Preise ausdrückt.

Kleinere Unternehmungen, genügend ausgerüstet und erfahren für Ausführung von Eisenbetonplattengründungen, sind an vielen Orten ansässig und bieten wegen ihrer geringeren Kosten zu niedrigeren Preisen an. Zudem bedingt das Anfertigen der Pfähle, das Proberammen, Probelasten und Rammen (mit etwa 5—6 Pfählen pro Tag und Ramme) eine viel längere Bauzeit, die bei dringenden Bauten die Ausgabe an Zinsverlust, Geländemiete, Betriebsausfällen usw. um viele Tausende von hfl. erhöht. In Belawan z. B. (Beispiel Pf. 3) gelang es durch Gründung des gewöhnlichen Schuppens auf Fundamentplatten (Beispiel Pl. 3b) die Hälfte der Kaianlage 5 Monate eher in Betrieb zu nehmen und dadurch insgesamt ~ 20000 hfl. zu sparen, während die Nachbargesellschaft bei einer Anlage von genau derselben Abmessung alle Gründungen rammte und dadurch erst nach Fertigstellung des zweiten Teiles der ganzen Anlage den Betrieb eröffnen konnte.

c) **Forderungen der Behörden.** Als Vermieter des Baugeländes und Bauaufsichtsbehörde haben die **Hafendirektionen** (dem Departement der öffentlichen Arbeiten unterstellt) maßgebenden Einfluß auf die **Gestaltung** der Fundierung. Da sich die von dieser Stelle gegebenen Anweisungen teilweise nicht **deckten mit den** im Anfang dieses Abschnittes geschilderten Ansichten der Bauherren und ihrer Berater, **ergab sich eine** Stellungnahme der Behörden, die eigentümlicherweise gerade die schwereren und teureren **Eisenbeton-Pfahlgründungen** ausschalten wollte. Um diese Stellungnahme ist jahrelang gestritten worden. Die **Besprechungen** sind zum Teil ausführlich niedergelegt. Nach der Verschiebung des Steinkohlensais **Soerabaya** während des Hinterspülens mit Sand fürchtete man, beim Einspülen von Pfählen könne dies **ebenfalls** eintreten. Durch die für die Pfähle nötige „Einspritzung“ von ca. 100 m³ Wasser/Stunde wird **jedoch niemals** der Boden in großem Umkreis so aufgelockert werden wie beim Aufspülen des supptigen **Baggergutes**. Infolgedessen wurde das Rammen mit gleichzeitiger Spülung der Pfähle, die in Sand **unerlässlich war**, verboten oder nur unter sehr teuren Bedingungen gestattet, z. B. wurde in Priok von der **Wasserseite her** gegen die Caissons während der Bauarbeiten ein Sanddamm von etwa 6 m Höhe geschüttet und **später wieder weggebaggert** (Kosten 30000 hfl.). Auch für die Bodenbelastung durch Platten wurden **Vorschriften gegeben**, die eine volle Ausnutzung des Geländes für den Umschlagbetrieb und den Bau von **Stockwerksschuppen** ausschaltete (Beispiel Pl. 4). Die praktischen Lösungen wurden meist erst nach langen **Verhandlungen** gefunden, nur wurde durch die Verschiedenartigkeit dieser Erwägungen und Einflüsse die **rein technisch-wirtschaftliche Entscheidung**: „Pfahl oder Platte“ einigermaßen getrübt. In einem **Fall führte allerdings** unter anderen der Einspruch gegen das Einspülen von Pfählen — entgegen dem **Wunsche des Bauherrn** — zu einer brauchbaren und sparsamen Plattengründung (Beispiel Pl. 4) für einen **Stockwerksschuppen**.

Auf diese allgemeinen Erwägungen und Vergleiche wird bei Besprechung der einzelnen Beispiele **noch näher zurückgekommen**.

B. Ausgeführte Bauten (Beispiele).

Die **Auswahl** der besprochenen Bauten ist so getroffen, daß jeweils aus demselben Hafen Bauwerke mit **verschiedenen** Fundierungen bei ähnlichem Baugrund verglichen werden können (Pf. 1 und 2 mit Pl. 1, **Pf. 3 mit Pl. 3b**), ferner können Bauten auf Gelände am Kai und Hintergelände, d. h. denselben **Querstreifen**, miteinander verglichen werden (Pf. 1 — Pl. 1 und Pf. 3 — Pl. 2), obendrein sind noch **zwei besondere** Beispiele ohne Vergleich mit anderen Bauten besprochen (Pl. 4 und Pl. 5).

Wie es wohl öfter vorkommt, wenn man Bauten erst nach Jahren unter besonderen Gesichtspunkten **betrachtet**, sind leider die meisten Beobachtungen nicht so vollständig, wie es erwünscht wäre, vor allem da **nicht alle** Besitzer die Messungen regelmäßig fortsetzen ließen und die Bohrproben nicht oder nur **unverschlossen** in Kästen aufbewahrt wurden.

I. Beispiele von Pfahlgründungen:

a) Pf. 1 Kaischuppen 5, Tandjonk Priok.

1. **Vorentwurf.** Für zwei Schiffahrtsgesellschaften waren vier etwa gleich große Stockwerksschuppen III, IV, V und VI zu errichten mit einem Querschnitt etwa nach

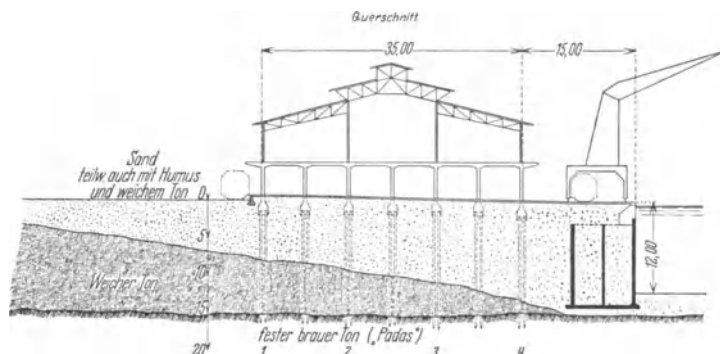


Abb. 2. Querschnitt des Schuppens V Tandjonk Priok.

Abb. 2. Sie sollten bestehen aus einer Eisenbetonbühne mit massiven Wänden und einem Oberbau aus Eisenkonstruktion mit Wellblechdach. Der Vorentwurf sah — ohne gründliche Probelastungen oder Bodenuntersuchungen — eine Plattengründung vor, die den Boden mit 1 kg/cm² belasten sollte.

2. **Örtliche Verhältnisse.** Die Kaimauer aus Eisenbetonsenkkästen und das dahinter gelegene Baugelände

waren erst kurze Zeit vor Baubeginn fertiggestellt bzw. aufgespült worden. Zum Teil wurde selbst

nach dem Rammen der Eisenbetonpfähle und Fertigstellung des Eisenbetonunterbaues nochmals eine obere Lage Sand aufgespült, wie auch u. a. aus vorhandenen Photographien hervorgeht. Es waren Bohrungen vorhanden, die durch die Behörden zur Verfügung gestellt wurden; außerdem ließ der Bauherr noch eigene Bohrungen vornehmen, da sich die ersteren teilweise als unzureichend herausstellten. Im allgemeinen traf man auf etwa 15 m unter Geländeoberkante eine sogenannte „feste Lage“ (Padas)¹ an, so daß zunächst 16—17 m lange Eisenbetonpfähle vorgesehen wurden. Andere Bauten, die man zum Vergleich hätte heranziehen können, bestanden an diesem Hafenbecken noch nicht. Der Boden war, wie sich nachträglich herausstellte, keineswegs gleichmäßig und änderte sich oft erheblich innerhalb weniger Meter Horizontalabstand, vermutlich durch linsenförmige weiche Toneinlagerungen.

3. Wahl der Gründungsart. Die im holländischen Entwurf vorgesehene Plattengründung erschien dem bauleitenden Ingenieur als völlig unzureichend. Er riet deshalb auf Grund der örtlichen Beobachtungen, Bohrungen und Probelastungen zu Eisenbetonpfählen, vor allem auch, weil der aufgespülte schlechte Boden noch nicht genügend konsolidiert war, und die Eisenbetonkonstruktion starke und besonders ungleichmäßige Setzungen nicht ausgehalten hätte. Die Belastung auf der Eisenbetonbühne war allerdings nur mit 1000 kg/m² in Rechnung gestellt. Trotzdem waren einschließlich dieser Nutzlast, des Eisenbeton-Unter- und des Eisen-Überbaues erhebliche Gebäudelasten auf die „feste Lage“ zu übertragen. Nach den Bohrungen der Hafendirektion fing man an mit Pfählen von 16 m Länge, ging später auf Grund der eigenen Bohrungen und der Proberammungen mit Probelastung zu 17 und 18 m langen Pfählen über und vergrößerte auch deren Anzahl je Säulenfuß. Der Rammverlauf eines jeden Pfahles wurde genau notiert. Diese Aufzeichnungen waren bei der späteren Beurteilung der Setzungen von Wichtigkeit.

4. Ausführung. Das Rammen geschah zunächst durch große hölzerne Dampfrahmen, bestehend aus Holzgerüst mit Dampfwinde und gewöhnlichem Fallbären. Später wurden auch 1—2 Rammen Bauart Menck & Hambrook verwandt. Das Einspülen geschah nur versuchsweise durch in den Pfählen einbetonierte Spülrohre, später in der Regel mit zwei losen Rohren seitlich des Pfahles. Nach den Probelastungen einzelner Pfähle mit mehr als der doppelten Nutzlast wurde für alle die Eindringungstiefe bei der letzten Hitze bestimmt.

Die Hauptschwierigkeit lag in der Unzuverlässigkeit der ersten Bohrungen, den stellenweise in geringem Abstand auftretenden Abweichungen im Boden, die große Verschiedenheit im Rammverlauf der einzelnen Pfähle verursachten und dauernde Aufsicht erforderten. Durch die Abmessungen der Rammen waren Stärke und Länge der Pfähle zudem sehr begrenzt.

Der Bau fiel in die Jahre 1916 und 1917.

5. Späteres Verhalten. Von 1922 ab wurden die Setzungserscheinungen genauer beobachtet und jährlich die Setzungen der Stützen und anderer markanter Punkte aufgemessen. Vorher bereits war in den Schuppen die Senkung des Fußbodenbelags im Erdgeschoß (Granitfließen in Beton verlegt) deutlich erkennbar und betrug bis zu 25 cm. Der Fußboden war an den Stützen und Wänden meist losgerissen, da die Säulenfüße, die auf Pfählen standen, sich nicht oder im Verhältnis viel weniger gesetzt hatten. Allerdings ergaben die Nivellements, daß auch die auf Pfahlgründung ruhenden Teile sich um viele Zentimeter gesenkt hatten, ohne daß im allgemeinen dadurch Schäden entstanden wären. Nur an zwei Stellen besonders starker ungleicher Setzung waren Risse in den Eisenbetonstützen entstanden. Die nachträgliche Feststellung des Maßes der Setzung war ziemlich schwierig, da sie zum Teil bereits während des Baues begonnen hatte und in den 8 Monaten zwischen Ausführung der Gründungen und der Montage der Eisenkonstruktion bereits bis zu 6¹/₂ cm betrug, damals jedoch durch Montage der eisernen Stützen auf gleicher Höhe wieder ausgeglichen wurde. Aus den Angaben der montierenden Firma und den späteren Messungen sind die Gesamtsetzungen abgeleitet und in Abb. 3a aufgezeichnet. Für einen Punkt von Schuppen V, der den im Beispiel Pl. 1 beschriebenen Wohnungen gegenüberliegt und sich mit am stärksten gesetzt hatte, zeigt das Setzungsdiagramm (Abb. 3b), daß in den letzten Jahren Stillstand eingetreten ist; auch für die übrigen Teile der Schuppen trifft dies zu.

Im Vergleich mit dem Vorprojekt (Platte mit 1 kg/cm²) kann man hier die Wahl der Pfahlgründung als entscheidende Sicherung des Bauwerks betrachten.

6. Die Vorgänge lassen sich ungefähr folgendermaßen erklären: Die Eisenbetonpfähle, die nach der Spitze zu einigermaßen konisch waren, hatten bei der Probelastung eine Tragfähigkeit, die zum Teil aus dem Eindringungswiderstand der Spitze und zu einem nicht unerheblichen Teil aus der Mantelreibung in den ca. 15 m mächtigen oberen Lagen, bestehend aus Seesand mit viel Ton vermischt, hergeleitet wurde. Durch die Konsolidierung dieser aufgespülten Lagen verloren die Pfähle

¹ „Padas“, wie fester brauner Ton.

nicht nur die Mantelreibung, sondern wurden zum Teil sogar durch „negative Mantelreibung“ tiefer eingedrückt. Besonders stark war dies an Stellen, wo ohnehin, wie die auf demselben Querstreifen liegenden Bauten des Beispiels Pl. 1 zeigen, ein besonders großer Anteil weichen Tones vorhanden war. Hier sind denn auch Setzungen der auf Pfählen ruhenden Stützenfüße von 20 cm zu verzeichnen.

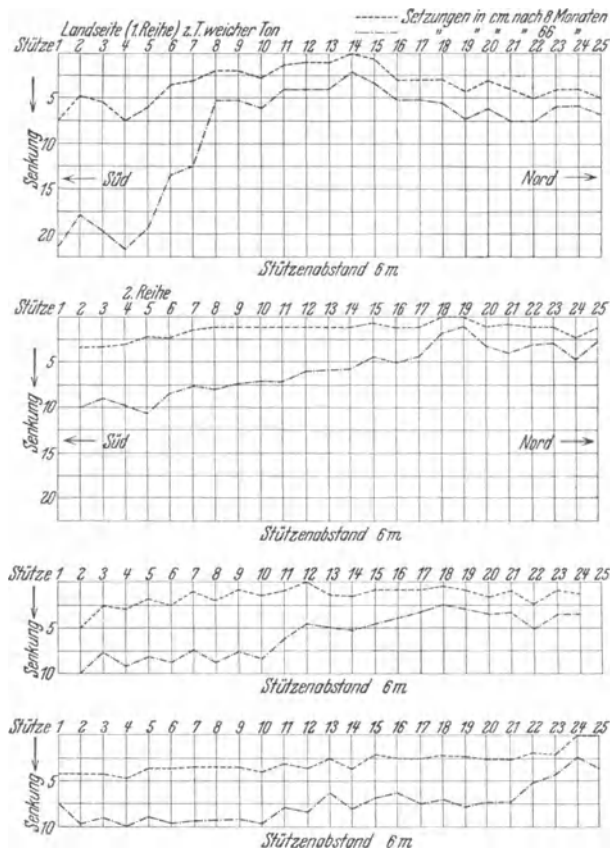


Abb. 3 a. Zunahme der Setzungen für die 4 Stützenreihen des Obergeschosses des Schuppens V Priok.

Mantelreibung in den oberen Lagen einsetzt. Dies kann zu dem Ergebnis führen, daß, wenn eine doppelte Sicherheit verlangt wird, die Probelastung während des Baues bei einer Nutzlast von 20 t nicht 40 t, sondern etwa 80 t betragen muß (z. B. Auflast am Pfahlkopf 20 t, bei $n = 2,0$ erforderlich ca. 40 t. Errechnete Mantelreibung ca. 20 t, die eventuell negativ werden kann. Also muß der Pfahl bei der Probelastung tragen: $40 + 2 \cdot 20 = 80$ t).

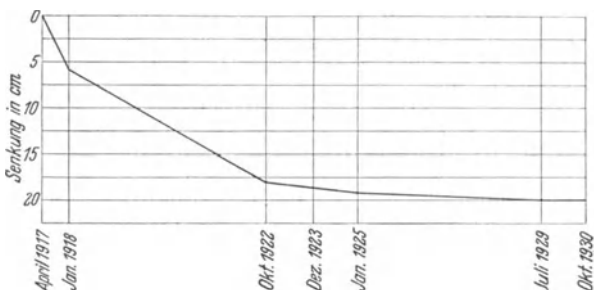


Abb. 3 b. Setzungen der südwestlichen Ecke des Schuppens V Priok.
 1. Senkung während des Baues = Konsolidieren des kürzlich aufgespülten Bodens?
 2. Fortgang dieser Erscheinung nach Fertigstellung des Baues, sichtbar im Senken des Bodenbelages im Schuppen bis ca. 25 cm.
 3. Starke Abnahme der Setzungen, seit 1925 beinahe Ruhezustand.
 4. Seit 1929 völliger Ruhezustand.

Stockwerksschuppen auch mit Plattengründung auskommen in ähnlicher Weise wie in Beispiel Pl. 4 beschrieben. Dort lagen jedoch die Verhältnisse in mancherlei Beziehung weit günstiger. Falls man Pfähle nimmt, müssen, wie vorstehend gesagt, die Anforderungen höher gestellt werden, wodurch die Gründung gleich auch sehr viel teurer wird.

Auch der Sachverständigenbericht vom Jahre 1923, durch drei Professoren der Technischen Hochschule zu Bandoeng verfaßt, gibt etwa dieselbe Erklärung.

Bei der großen Elastizität der Eisenbetonkonstruktion waren die Schäden nur gering und konnten durch Ausstemmen des örtlich zerstörten Betons einiger Säulen und Balken und Wiederbetonieren im Jahre 1923 ausgebessert werden.

Das verschieden starke Setzen einzelner Säulenfüße, abgesehen von der im ganzen sehr ungünstigen Südwestecke des Schuppens, liegt wahrscheinlich ebenfalls an der innerhalb kleiner Abstände auftretenden Verschiedenheit des Untergrundes (Toneinlagerungen).

7. Schlüsse. Besonders lehrreich ist der Vergleich mit den auf dem Zwischengelände gelegenen Wohnungen Pl. 1, die etwa 3 Jahre später gebaut sind und sich stellenweise bis zu 40 cm gesenkt haben. Dies ist in Anbetracht der geringeren Gebäudelast zwar sehr viel mehr als die Senkungen des Kaischuppens; man kommt jedoch zu dem Schluß, daß in noch nicht konsolidiertem Untergrund aus Sand, vermischt mit weichem Ton oder nur aus weichem Ton bestehend, eine Pfahlgründung, selbst bis auf die feste Lage gerammt, nicht absolut vor Setzungen schützt; es sei denn, daß man bei Rammung und Probelastung als Nutzlast des Pfahles die wirkliche Nutzlast (Gebäude usw.) zuzüglich der

Horizontale Verschiebungen der einzelnen Stützenfüße wurden nicht festgestellt. Man kann demnach annehmen, daß es sich um eine vertikale Zusammendrückung handelt. Ein seitliches Aufquellen des Bodens wurde nirgends beobachtet.

Wenn die Unterlage aus homogenen weichen Schichten besteht — was bei diesem Bauwerk nicht der Fall war —, könnte man für solche

Das spätere Aufspülen des Baugeländes mit zum Teil minderwertigen Materialien trägt durch das verursachte Mehrgewicht — weniger durch das gleichzeitige Einschlämmen des Bodenmaterials — die Hauptschuld an den Setzungserscheinungen.

Die stärkeren Setzungen, die die Eigentümer vorübergehend beunruhigten, blieben auf ganz schlechte Stellen (Südwestecke) beschränkt.

Dem den Betrieb störenden sattelförmigen Senken des Fußbodens zwischen den Stützenfüßen kann man einigermaßen entgegen durch Offenlassen einer Fuge zwischen Bodenbelag und Stütze, die später mit Asphalt vergossen wird. Dadurch kann sich der Fußboden mit dem Gelände senken, ohne zu brechen oder Risse zu bekommen.

In Anbetracht der zu dieser Zeit vorhandenen Aufschlüsse und Erfahrungen war die Pfahlgründung richtig, während die Plattengründung des Vorentwurfs bedenklich gewesen wäre.

b) Pf. 2 Dampfwäscherei Priok.

1. Bauvorhaben. Zu bauen war eine modern eingerichtete Dampfwäscherei mit Vorratsraum und anschließendem Kesselhaus. Der schweren Kessel und der von den Maschinen ausgehenden Erschütterungen wegen war eine sorgfältige Gründung erforderlich. Außerdem sollte das Gebäude selbst, allenfalls durch weitgehende Benutzung von Eisenkonstruktion mit schwacher Ausmauerung, so leicht wie möglich gehalten werden.

2. Örtliche Verhältnisse. Verfügbar war nur noch ein Streifen „Hintergelände“, das vor Anlegen des Hafens flacher Strand und Sumpf gewesen ist. Später war es mit etwa 2 m dicker Seesandlage überspült worden. Auf dem Gelände waren zwei Bohrungen vorgenommen. Sie ergaben außer der obersten Sandlage etwa 12—13 m weichen blauen Ton (Probe Lo 5), darunter „Padas“, einen festen, meist gelbbraunen Ton, das Verwitterungsprodukt vulkanischer Gesteine. Der Verfasser hatte auch bereits auf Grundstücken in der Umgebung gebaut, wo man meist Flachgründungen anwandte, außer für eine fünfschiffige eiserne Halle, wo der Kranbahnen wegen 16 m lange Eisenbetonpfähle gerammt wurden. Weil man auch bei diesem Bauvorhaben versuchen wollte, mit Platten auszukommen, wurde eine Probelastung (Abb. 4) vorgenommen, die auf einem Betonklotz mit 1 m² Grundfläche allmählich bis auf 6 t/m² gesteigert wurde. Während der Zeit der Probelastung fiel starker Regen, der wohl auch den Verlauf beeinflusst hat. Man meinte nach der Probelastung einen Bodendruck von etwa 0,3 kg/cm² zulassen zu dürfen.

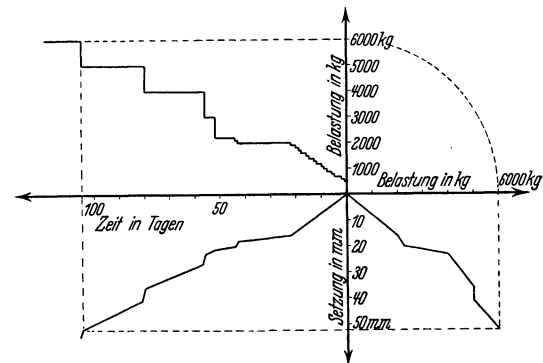


Abb. 4.
Ergebnis der Probelastung für die Dampfwäscherei Priok.

3. Wahl der Gründungsart. Auf Wunsch des Bauherrn jedoch, der die Gefahr von Setzungen ausschalten wollte, wurden trotz der insgesamt etwa 30% höheren Bausumme Eisenbetonpfähle gewählt. Darauf sollten die Mauern des Gebäudes, die Kessel und die schwereren Maschinen zu stehen kommen. Für die leichteren Hilfsmaschinen wurden Fundamentplatten gewählt. Bei dem leichten einstöckigen Gebäude kamen auf einen Pfahl höchstens 10—12 t Belastung. Auf die Nachteile der Pfahlgründungen wurde bereits vor Baubeginn aufmerksam gemacht; sie waren: höhere Kosten, zu erwartende Setzung des Bodenbelags, in diesem Fall u. a. im Vergleich zu den Mauern, und Bruchgefahr für alle Anschlüsse von Abwasserkanälen, die in den weichen Boden verlegt werden mußten. Nach den Bohrungen wollte man rammen, bis die Pfähle durch den Eindringungswiderstand der Spitze in die sogenannte feste Lage genügend Tragfähigkeit erlangt hätten. Auf Grund der Erfahrungen mit den Bauwerken in der Nähe mußte man also 16—17 m lange Eisenbetonpfähle haben, die auch im voraus hergestellt wurden. (Der Bauvorgang ist ausführlich beschrieben in Beton u. Eisen 1928, H. 24.)

4. Ausführung. Als die 4 Probepfähle 16 m tief eingerammt waren, war die zunächst nach den Rammformeln überschläglich berechnete Tragfähigkeit unzureichend. Es wurde mit 4 m langem Aufsatzstück weitergerammt, bis die Spitze der Pfähle etwa 19—20 m unter Gelände saß. Sie war demnach noch etwa 4 m in den festen Ton eingedrungen.

Das Aufpfropfen und Nachrammen der übrigen Pfähle sowie die Beendigung des Baues gingen glatt vonstatten; nur beim Aushub der Absitzgrube, den der Unternehmer in offener Baugrube vornahm, statt, wie ihm angeraten wurde, eine Brunnengründung auszuführen, zeigte sich, wie weich der Unter-

grund war. Auch Proberammungen am dritten Hafenbecken im Jahre 1930 ergaben ein 7—9 m tiefes Eindringen der Probepfähle in die durch Bohrungen festgestellte Lage von hartem Ton, so daß für das dort zu errichtende Bauwerk mindestens 22 m lange Pfähle nötig werden.

5. Späteres Verhalten. In den Jahren seit der Fertigstellung, im Frühjahr 1926, sind Setzungen der auf Pfählen ruhenden Gebäudeteile nicht gemessen worden; allerdings war das Gelände auch seit der letzten Aufspülung bereits 5 Jahre älter als das des Beispiels Pl. 1. Der Betonfußboden ist jedoch überall an den Wänden abgerissen und hat sich bis zu 10 cm gesenkt. Auch die leichten Plattenfundamente der Waschmaschinen und Zentrifugen zeigten nach 1 Jahr Senkungen bis zu 20 mm.

Neuere Messungen sind angeregt.

6. Schlüsse. Eine durchgehende Eisenbetonplatte, die den Boden mit etwa $0,15 \text{ kg/cm}^2$ belastet hätte, während nach 2 etwa $0,3 \text{ kg/cm}^2$ zulässig gewesen, wäre wesentlich billiger als die Pfahlgründung und doch ausreichend gewesen. Dann hätte man die Wände statt aus 30 cm starkem Mauerwerk aus Eisenkonstruktion mit halbsteinstarker Füllung ohne Mehrkosten ausgeführt. Die Platte hätte zugleich als Fußbodenbelag dienen können, wodurch die Risse an den Wänden entlang, in den Abwasserrinnen usw. vermieden worden wären. Allerdings hätte man nach den Erfahrungen mit Beispiel Pl. 1 auf etwa 20—30 cm Setzung vorbereitet sein müssen. Durch guten Ausgleich der Lasten und Fundamentflächen hätte diese Setzung ziemlich gleichmäßig sein können; allenfalls hätte man das Kesselhaus abtrennen müssen. Auch an der Bauzeit wären etwa 3 Monate gespart worden, zumal keiner der Unternehmer auf Java zu dieser Zeit Rammen für 20 m lange Eisenbetonpfähle zur Verfügung hatte. Das Aufpfropfen von 16 auf 20 m und Nachrammen hat allein etwa 7000 hfl. mehr gekostet, ging jedoch einwandfrei vonstatten.

c) Pf. 3 Stockwerksschuppen „Ost“, Belawan (Deli) (und Pl. 3b einfacher Kaischuppen „West“, Belawan).

Obwohl an diesen beiden Bauten (ausgeführt 1927/28) bisher keine Setzungen gemessen wurden, seien sie kurz erwähnt, weil gerade hierbei die verschiedenen Gründungen auf ziemlich gleich-

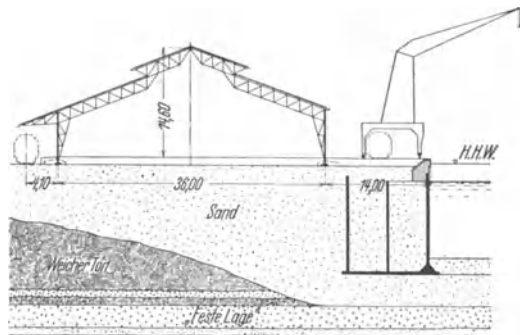


Abb. 5 a. Querschnitt des Schuppens „a“.

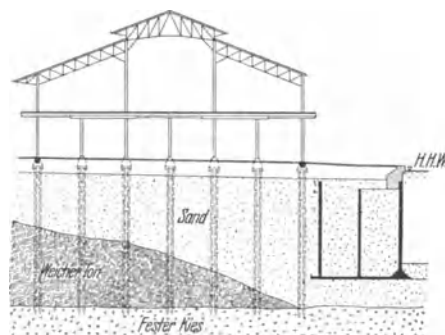


Abb. 5 b. Querschnitt des Schuppens „c“.



Abb. 5. Grundriß der Schuppen in Belawan.

artigem Boden von Fall zu Fall gewählt wurden und ihren Zweck konstruktiv und wirtschaftlich vollkommen erfüllen.

1. Vorentwurf. Auf 216,30 m langem Gelände am Tiefseekai waren drei verschiedene aneinandergereihte Gebäude zu errichten (Abb. 5):

- ein einfacher Schuppen, Eisenkonstruktion, Dreigelenkbogen von 36 m Spannweite;
- eine Querhalle von 26 m Spannweite mit Kranbahnen;
- ein Stockwerksgebäude aus Eisenkonstruktion mit Ziegelausmauerung der Wände und einer Bühne für 2 t/m^2 Nutzlast. Ein Teil davon abgetrennt für Büros.

2. Örtliche Verhältnisse. Das Baugelände entspricht im Querschnitt etwa Abb. 1. Es war bis zur Oberkante der Eisenbeton-Caissons schon etwa 1923, bis Oberkante Kaimauer erst 1926/27 durch Aufspülen von Seesand fertiggestellt. Durch die Hafendirektion waren auf dem Nachbargelände Probe-

belastungen mit 1 kg/cm^2 ohne Setzungen vorgenommen worden. Durch den Bauherrn wurden 10 Bohrungen veranlaßt.

An der Wasserseite traf man meist bis etwa 20 m Tiefe den hinter den Caissons eingespülten Sand, darunter eine etwa 2—3 m mächtige „feste Lage“, bestehend aus Korallenkalkstücken mit Kies und Sand, an der Landseite nur etwa 9—10 m Sand und 9—10 m weichen blauen Ton, darunter die feste Lage ungefähr auf derselben Tiefe wie an der Wasserseite.

Beim Entwurf wurde Schuppen XVIII (Abb. 1), von dessen Ostwand zwei Bohrungen bekannt waren, die im großen und ganzen etwa mit zwei der zehn ausgeführten Bohrungen übereinstimmen, zum Vergleich herangezogen. Dieser Schuppen hatte sich an der Landseite während des ersten Jahres nach dem Bau stellenweise bis zu 14 cm gesenkt. Allerdings war dabei in der Baugrube vor dem Betonieren der Fundamente nicht gewalzt worden.

3. Wahl der Gründungsart. Nach den vorerwähnten Erkundungen und ausführlichen Rücksprachen mit den Behörden, die wiederum gegen das Rammen und Einspülen von Eisenbetonpfählen Bedenken hatten, wählte man schließlich folgende Gründung:

a) Für den gewöhnlichen Kaischuppen Eisenbetonplatten (Abb. 5a), die den Boden mit weniger als $0,3 \text{ kg/cm}^2$ belasteten. Zur Sicherheit wurde die Sandlage vor dem Betonieren eingewalzt, um unter anderen auch den Boden auf untief liegende Toneinlagen abzutasten. Bereits in Soerabaya hatte sich 1924 gezeigt, daß die Walze über 1—2 m unter Gelände liegenden weichen Tonlinsen plötzlich einsinkt oder kippt. Vor allem war aber wichtig, daß dieser Schuppen einige Monate eher betriebsfertig sein konnte, als wenn man Pfähle gerammt hätte, die zudem am Kopf den Horizontalschub des Dreigelenkbogens hätten aufnehmen müssen.

b) und c) An der Wasserseite, wo sich Sand bis zur festen Lage befand, hätte man ähnlich wie 1924 in Soerabaya (Beispiel Pl. 4) Plattengründung wählen können. Einige Zentimeter Setzung wären wahrscheinlich gewesen. An der Landseite jedoch, mit etwa 9—10 m weichem Ton, war eine solche Gründung gefährlich für schwere Bauten und Kranbahnstützen. Eine Kombination beider Gründungsweisen barg die Wahrscheinlichkeit ungleichmäßiger Setzungen in sich und schied deshalb aus. Man mußte sich also zu etwa 20 m langen Eisenbetonpfählen entschließen (Abb. 5b). Das Rammen war gerade an der Wasserseite, wo die Pfähle eigentlich unnötig waren, sehr schwer und Einspülen war unerlässlich. Für die Ausführung kamen nur etwa drei Unternehmerfirmen in Betracht.

Schließlich gelang es, trotz der ablehnenden Stellung der höheren Behörden, dadurch, daß der Hafendirektor die Verantwortung auf sich nahm, die Zustimmung zum Rammen mit Einspülen — auch ohne kostspielige Sicherungsmaßnahmen für die Kaimauer, Sanddamm usw. — zu erhalten. Die Gesamtauflast der Pfähle betrug etwa 25—30 t/Pfahl. Für die Probepfähle wurde eine Belastung mit 70 t/Pfahl gewählt.

4. Die Ausführung ging nach Anfangsschwierigkeiten mit dem Rammen und Einspülen der 5 t schweren Pfähle durch zum Teil ungeschulte Eingeborene glatt vonstatten. Besonders leicht gingen die Pfähle an der Landseite bis auf die feste Lage, in die sie etwa einen halben Meter tief eingerammt wurden und dann bereits genügend Tragfähigkeit hatten. An der Wasserseite mußte vorgespült und während des Rammens mit vier neben den Pfählen aufgehängten Spülrohren von je 5 cm Durchmesser und etwa 8 Atm. Druck an der Pumpe weitergespült werden. Die sechs auf das Baugelände verteilten Probepfähle zeigten bei 70 t Belastung weniger als 1 mm Setzung.

5. Späteres Verhalten. Bisher haben sich die Bauten sehr gut gehalten. Es wurden auch bei dem auf Platten gegründeten Schuppen „a“ noch keine Setzungen beobachtet, obwohl diese auf die Dauer nicht ganz ausbleiben dürften. Jedenfalls hat sich das Einwalzen der Sandlage gelohnt. Durch die Wahl der Plattengründung konnte die Hälfte der Schuppenanlage bereits 5 Monate eher in Gebrauch genommen werden, wodurch dem Bauherrn, abgesehen von Vorteilen bei der Abfertigung der Schiffe usw., rein ziffernmäßig eine Ersparnis von etwa 20000 hfl. für Schuppenmieten usw. erzielt wurde.

6. Beurteilung. Im großen und ganzen sind die Erwägungen in Punkt 3 richtig gewesen. Die Vorteile der Flachgründung für Gebäude, bei den sie praktisch ausführbar und nach den Geländeverhältnissen einigermmaßen möglich ist, haben sich auch hier deutlich gezeigt.

II. Beispiele von Plattengründungen.

a) Pl. 1 Doppelwohnhaus für die N. I. S. E. in Priok (Seehafen von Batavia).

1. Art des Bauwerkes. Ein mittlerer Teil, in dem die Wohnräume liegen, mit Stockwerk, anschließend die Räume für eingeborene Diener, Küche usw. an beiden Seiten in sehr leichter Ausführung. Dadurch ergab sich ein langgestreckter Grundriß mit sehr verschiedenem Gewicht der einzelnen Gebäudeteile.

2. Lage. Das Bauwerk liegt auf dem sogenannten Mittelgelände hinter den im Beispiel Pf. 1 beschriebenen Kaischuppen, mit der Ostseite 80, mit der Westseite 110 m von Vorderkante Kai entfernt (s. Querschnitt Abb. 2). Auf dem Gelände wurden keine besonderen Probebohrungen ausgeführt. Der Untergrund stimmt ungefähr überein mit dem des Beispiels Pf. 3. Wohl wurden Probelöcher gegraben,

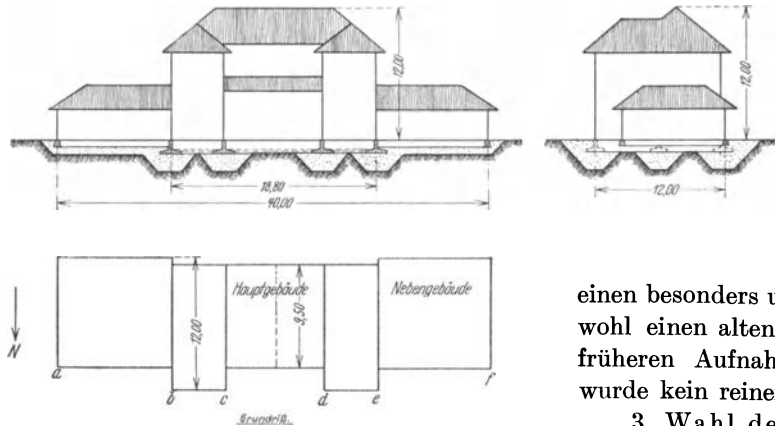


Abb. 6. Doppelwohnhaus N.I.S.E. Priok.

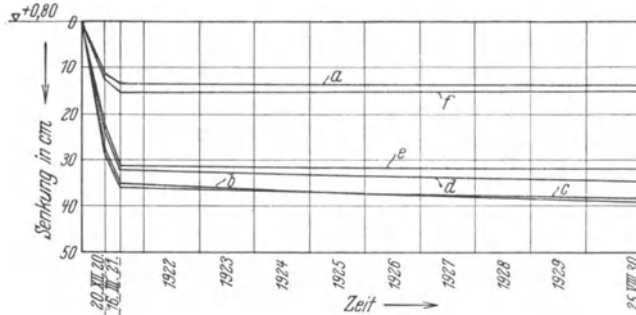


Abb. 6 a. Senkungs-Diagramm.

und dafür Seesand eingestampft (s. Querschnitt Abb. 6). Für die sehr leichten Nebengebäude wählte man kleine gemauerte Fundamente aus Bruchsteinen. Hierbei wurde allerdings der Fehler gemacht, daß die leichten Gebäude von dem schwereren Mittelteil nicht von vornherein durch eine Fuge getrennt waren.

4. Die Ausführung geschah auf die landesübliche Weise ohne Schwierigkeiten, bis sich schon



Abb. 7. Ansicht des Doppelwohnhauses für die N.I.S.E. in Priok.

während des Baues sehr starke Risse im aufgehenden Mauerwerk der Nebengebäude dicht am Hauptgebäude zeigten (Abb. 7).

5. Spätere Beobachtungen und Maßnahmen. Während der nächsten Monate wurden die Setzungen fortlaufend durch Nivellements festgelegt (s. Abb. 8 und das Setzungsdiagramm auf Abb. 6a). Man ließ

sich die Setzungen vorläufig auswirken, brach dann die zerstörten Mauerteile ab und ließ eine Fuge zwischen Haupt- und Nebengebäude.

Wie aus den Messungen hervorgeht, haben die Senkungen während der nächsten 9 Jahre nur noch verhältnismäßig wenig zugenommen; auch ernstliche Risse und Schädigungen am Gebäude traten nicht mehr auf. Der Mittelteil ist dank der versteifenden Eisenbetonfundierung unversehrt geblieben.

wobei man auch in sehr geringer Tiefe bereits weichen, blauen Ton antraf. Verfasser hat auf diesem Mittelgelände auch eine Reihe anderer Bauwerke ausgeführt, wobei fast überall die Bodenverhältnisse besser und die Setzungen viel geringer waren.

Es handelt sich also hier um einen besonders ungünstigen Querstreifen des Hafens, wohl einen alten Flußlauf oder Sumpf, wie auch aus früheren Aufnahmen zu ersehen war. Außerdem wurde kein reiner Sand aufgespült.

3. Wahl der Gründungsart. Pfähle bis auf die in etwa 15 m Tiefe befindliche feste Lage wären für diese Wohnungen viel zu teuer gewesen und hätten in damaliger Zeit (1920) etwa 30000 hfl. mehr gekostet als die gewählte Plattengründung. Man entschloß sich zu Banketten, die als Eisenbetonplattenbalken unter den Mauern liegen und dadurch außer der Druckverteilung (Bodenbelastung $0,25 \text{ kg/cm}^2$) dem Gebäude auch eine gute Quer- und Längsversteifung geben, allenfalls auch ungleichmäßige Setzungen ausgleichen konnten. Außerdem wurde der Boden bis auf etwa 2 m Tiefe unter Gelände ausgehoben

Dem Bauherrn wurde vom Ingenieur sehr bald erklärt, daß die Setzungen nach anderenorts gemachten Erfahrungen bald zur Ruhe kommen würden und es, um die verhältnismäßig geringen Reparaturkosten zu sparen, keineswegs angezeigt gewesen wäre, unter dem ganzen Gebäude Pfähle zu rammen; auch wurde nirgends ein seitliches Aufpressen des Bodens festgestellt.

6. Besprechung der Erscheinungen und ihrer vermutlichen Ursachen. Die unverhältnismäßig starken Setzungen des schweren Mittelteiles gegenüber den leichten Nebengebäuden überraschen keineswegs. Auffällig ist das besonders schnelle Fortschreiten der Setzungen, das sich vielleicht durch zwischengelagerte Sandschichten erklären läßt. Wenn es sich nicht um ein Fließen des Untergrundes — wofür keine Anzeichen vorliegen — sondern um ein Zusammenpressen des Bodens und Auspressen des Wassers handelt, konnten die verschiedenen Sandschichten dieses sehr schnell aufnehmen und abführen (Terzaghi, Ingenieurgeologie S. 470). Außerdem ist anzunehmen, daß der Boden sich auch ohne Gebäude- last noch weiterhin konsolidiert hätte, da das Aufspülen des Geländes erst im Jahre 1918 beendet war. Die größte Senkung beträgt etwa 40 cm, während die auf demselben Querstreifen liegenden Teile von Schuppen V (Beispiel Pf. 1) sich insgesamt trotz der Pfähle etwa 20 cm gesenkt haben. Auffällig ist außerdem noch die etwas stärkere Setzung der Ostseite des Mittelgebäudes, die vielleicht durch den starken Verkehr auf dem benachbarten Hafengeweg (Lastautos und 5 Bahngleise) verursacht ist.

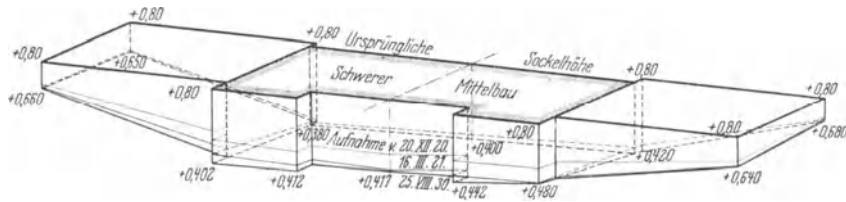


Abb. 8. Setzungen des Doppelwohnhauses Priok.

Aus den entnommenen Proben das Maß der Setzung vor auszuberechnen, ist in diesem Falle ziemlich gewagt, da die weichen Tonlagen nicht aus einem Stück bestehen und vermutlich nicht gleichmäßig sind.

7. Schlüsse. Dieses Bauwerk läßt sich am ehesten vergleichen mit Beispiel Pl. 2, wo man sogar $0,5 \text{ kg/cm}^2$ Bodenbelastung zuließ. Auch nach den gemachten Erfahrungen ist für ein solches Gebäude immer wieder eine Plattengründung zu empfehlen, wobei man jedoch eine möglichst einfache Grundrißform wählen muß (Quadrat oder Rechteck) und die wesentlich leichteren Gebäudeteile nicht im Verband mit den schwereren ausführen darf. Außerdem könnte man auf Grund von Versuchen mit entnommenen Bodenproben die zu erwartende Setzung schätzen und das Gebäude anfänglich reichlich um diesen Betrag höher anlegen.

Ein Vergleich mit Beispiel Pf. 1 zeigt außerdem, daß auch die viel teurere Pfahlfundierung bei der örtlichen Bodenbeschaffenheit keineswegs volle Sicherheit gegen Setzungen gegeben hätte.

b) Pl. 2 Tankpark für Palmöl im Hafen Belawan (Deli).

1. Vorentwurf. Zu bauen war ein Maschinenhaus für Ölpumpen oder Druckluftanlage mit zunächst fünf Tanks zur Aufbewahrung des mit Kesselwagen ankommenden Öls bis zur Verschiffung. Das Gelände mußte in der Nähe der Kaischuppen der großen Schiffahrtsgesellschaften liegen. Da am Kai selbst kein Gelände mehr frei war, kam nur noch das sogenannte Mittelgelände in Betracht.

2. Örtliche Verhältnisse. Das Baugelände, 30 m breit und 70 m lang, lag zwischen zwei Hafestraßen mit je zwei Eisenbahngleisen. Der Untergrund bestand außer einer aufgespülten Sandlage von etwa 1,80—2 m Mächtigkeit bis auf etwa 19 m Tiefe aus weichem, blauen Ton (Abb. 9), auf den die „feste Lage“ Sand, Kies und Korallenkalkstücke folgte. Bohrungen waren an der Landseite der Kaischuppen vorgenommen. Außerdem wurden auf dem Baugelände selbst einige Probelöcher gegraben, die in etwa 1,50 m Tiefe Grundwasser und in etwa 1,80 m Tiefe weichen, blauen Ton zeigten. Nach Erkundigung bei der Hafendirektion konnte auf dem Gelände auf Grund früherer

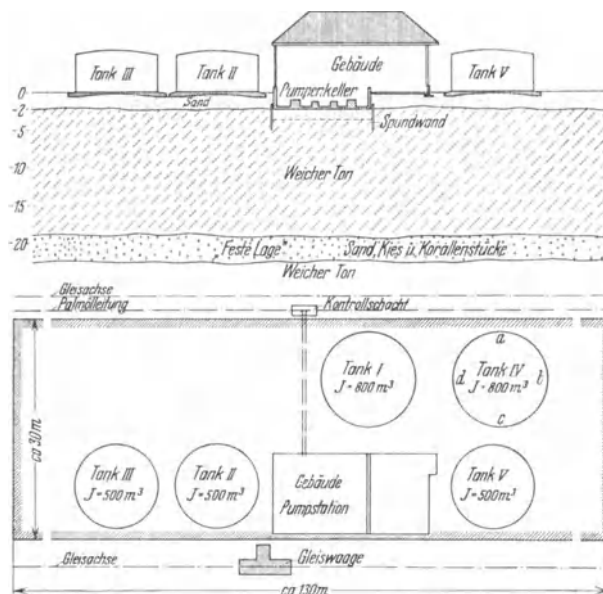


Abb. 9. Tankanlage Belawan.

Probebelastungen etwa $0,5 \text{ kg/cm}^2$ Belastung durch Gebäude zugelassen werden. Es wurden dann noch zwei Probebelastungen auf Betonplatten von je 1 m^2 Grundfläche, eine davon in Höhe des Grundwasserspiegels, vorgenommen, da man nicht den Boden im Grundwasser selbst aufrühren und doch so dicht wie möglich an die weiche Lage herankommen wollte. Von früheren Bauten war bekannt, daß z. B. Schuppen 18 an der Landseite im Verlaufe des ersten Jahres stellenweise bis zu 14 cm Setzung erreicht hatte. Die Breite des Geländes mit 30 m war für Bebauung mit zwei Reihen Tanks, wie ausdrücklich gewünscht wurde, recht ungünstig. Die Tanks mußten dadurch sehr nahe aneinander geschoben werden.

3. Gründungsart. Die Pfahlgründungen für Gebäude und Tanks hätten bei 20 m langen Pfählen etwa 50000 hfl. mehr gekostet als die Plattenfundamente. So haben Gebäude und Fundamente zusammen nur etwa 45000 hfl. gekostet. Gegen Pfähle sprechen noch die folgenden Überlegungen:

Die sogenannte „feste Lage“ in 19 m Tiefe hat nur etwa $2,50 \text{ m}$ Mächtigkeit und besteht aus Sand, Kies und Korallenkalkbrocken. Es bestand also die Gefahr, daß beim Rammen und Einspülen eines ziemlich dichten Bündels von Pfählen unter den Tanks diese Schicht zerstört worden wäre. Darunter befindet sich nämlich wieder weicher Ton, wie aus vorhandenen Bohrungen hervorging. Auch hätte man mit einer um etwa zwei Monate längeren Bauzeit rechnen müssen, und alle von den Tanks und Gebäuden ausgehenden Leitungen, die in den weichen Boden zu liegen kamen, hätten ebensogut für ungleichmäßige Setzung geeignet sein müssen. Es wurden also Eisenbetonplatten gewählt, die zur besseren Verteilung des Druckes etwa 1 m unter der Tankwand auskragten, während für den Pumpenkeller eine durchgehende Eisenbetonplatte gewählt wurde mit als Balken ausgebildeten Wänden (gegen Grundwasserauftrieb) auf einer zwischen Spundwänden eingebrachten Sandlage von 1 m Stärke (Abb. 9). Die Belastung des Baugrundes betrug also selbst bei gefüllten Tanks nirgends mehr als $0,5 \text{ kg/cm}^2$, bei den Banketten des Gebäudes sogar nur $\frac{1}{4} \text{ kg/cm}^2$.

4. Ausführung. Für die Tanks wurde auf Wunsch des Unternehmers statt einer sternförmig versteiften Eisenbetonplatte eine sehr flache stehende Kuppel mit Zugring gewählt. Diese Ausführung erschien in bezug auf die Bodenbelastung als gleichwertig. Beim Bodenaushub unter der Sohle des Pumpenkellers machte das Arbeiten im weichen Ton den Kulis einige Schwierigkeiten, da sie bis zu den Knien einsanken.

5. Späteres Verhalten. Nach Fertigstellung und bereits vor der Probefüllung mit Wasser wurden Gebäude und Tanks nivelliert. Von jedem Tank wurden zunächst 4 Punkte aufgenommen; später wurden noch einige Zwischenpunkte eingeschaltet. Bei der Probefüllung ergaben sich bereits innerhalb weniger Tage Setzungen bis 5 cm , die nach Entleerung nicht wieder zurückgingen. Im Verlauf der folgenden 8 Monate wurden die Messungen leider nicht fortgeführt und auch der wechselnde Tankinhalt nicht notiert. Als dann an Gebäuden und Leitungen die Setzungen auch mit bloßem Auge wahrnehmbar wurden, ging man wieder zu geregelter Aufnahme über. Die Aufzeichnungen ergaben im weiteren Verlauf ein gutes Bild, da auch die allmähliche Tankfüllung und plötzliche Entleerung (bei Verschiffung von einigen hundert Tonnen innerhalb weniger Stunden) stets aufgezeichnet wurden. Nirgends wurde jedoch ein seitliches Aufpressen des Bodens festgestellt. Da sich nach starken Regenfällen im Oktober 1929 eine Zunahme der Senkung auch wenig gefüllter Tanks zeigte, wurden später auch Regenfälle und Grundwasserstände aufgezeichnet. Die Ergebnisse sind für jeden Tank und das Gebäude zeichnerisch aufgetragen: auf der Abszisse die Zeit, auf der Ordinate oben die Setzung und darunter die Tankfüllung (s. Abb. 10 für Tank IV).

Die durch die Setzungen hervorgerufenen Nachteile waren sehr gering, da die Tanks selbst eine Setzung oder sogar ein Schiefsacken ohne weiteres aushalten können. Nur die genaue Aufmessung des letzten Restes Öl über dem Boden wurde etwas erschwert. In den Leitungen saßen ohnehin Kugelgelenke und armierte Schläuche beim Anschluß der Tanks, während bei einigen Krümmern der Dampfleitungen die Spannung ohne große Mühe beseitigt werden konnte. Das aufgehende Mauerwerk des Gebäudes bekam durch die ungleichen Setzungen allerdings einige Risse, die geschlossen werden mußten. Daß die Platte des Kellerbodens sich infolge des Auftriebes, der durch einen Ausführungsfehler nicht genügend aufgenommen war, trotz der schweren Auflast durch die Dampfpumpen, leicht durchbog, hat mit den zu besprechenden Erscheinungen wenig zu tun.

6. Besprechung der Vorgänge. Aus der Abb. 10 ist ersichtlich, daß das Fortschreiten der Setzungen trotz der stets zunehmenden Tankfüllungen (steigende Palmölproduktion in Deli) bereits langsamer wird, daß sogar bei gänzlicher Entleerung eines Tanks eine elastische Hebung von etwa 3 cm eintritt. Es scheint demnach, als ob die Auspressung des Wassers in dem Ton bereits ein solches Maß erreicht hat, daß bei Entlastung ein Wiederaufsaugen eintritt.

Auf die Hebung und Senkung des Grundwasserspiegels ist der tägliche Wechsel von Ebbe und Flut nicht von Einfluß; desto größer ist über der weichen Tonlage der Einfluß starker Regenfälle (Oktober bis November 1929), die in der aus Sand bestehenden Decklage ein erhebliches Steigen des Grundwasserspiegels veranlassen. Dadurch scheint eine Mehrbelastung und infolgedessen während der Regenperioden eine schnellere Senkung verursacht zu werden, nicht etwa eine Aufnahme des Wassers durch den Ton und infolgedessen ein Aufquellen! Der weiche Ton steht stets unter Wasser (Grundwasserspiegel).

Besonders bemerkenswert ist noch die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Bauwerke. Einander zugekehrte Punkte der Tanks haben sich besonders stark gesenkt. Vor allem hat auch Tank I den benachbarten Teil des Gebäudes sehr stark mitgenommen. Tank II tat dies weniger, da der ihm benachbarte

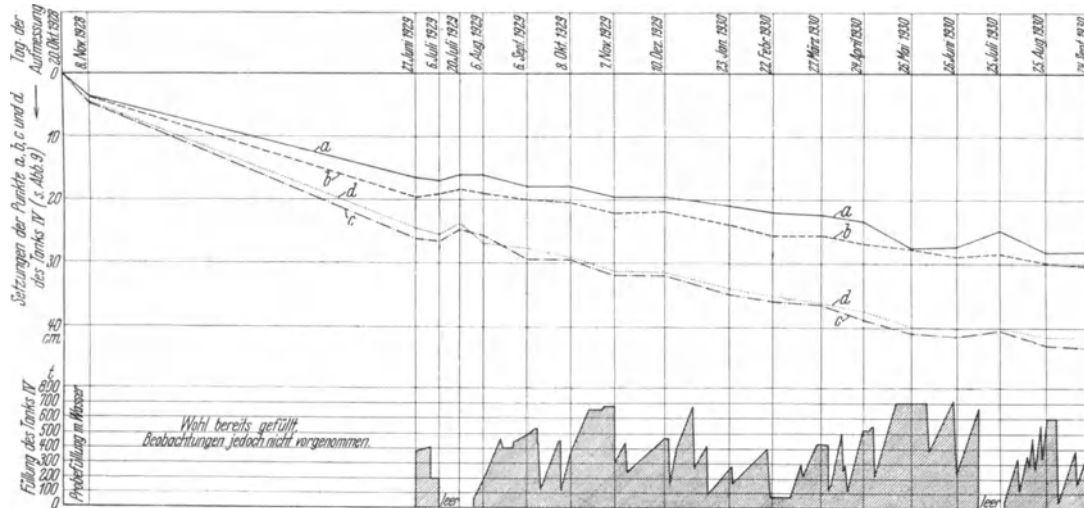


Abb. 10. Setzungen und Füllungen des Tank IV der Tankanlage Belawan.

Teil des Gebäudes auf einem Eisenbetonkasten zwischen Spundwänden steht (Pumpenraum, s. auch Abb. 9). Wenn man daher die Senkungen der einzelnen Ecken des Gebäudes miteinander vergleicht, kommt man zu dem Schluß, daß nicht die Gebäudelasten selbst diese Senkungen verursachen, sondern in der Hauptsache die benachbarten Tanks. Besonders nachteilig war es, daß gerade Tank I trotz Warnungen am stärksten benutzt wurde.

Die beobachtete Senkung und Neigung von Zaunpfählen deutet darauf hin, daß sich auch noch in etwa 2 m Entfernung die weichere Tonschicht mitgesenkt hat (statt aufzuquellen)!

Es wäre voreilig, schon jetzt endgültige Schlüsse zu ziehen, da die Setzungen weiter beobachtet werden.

7. Schlußbetrachtung. Von einem Teil der Interessenten wurde die Meinung geäußert, daß doch Pfähle die richtige Gründung gewesen wären. Dies ist zum Teil bereits unter 3 erläutert. Bei den Kaischuppen (Beispiel Pf. 3) handelt es sich um 2 bis 3 Pfähle pro Säulenfuß in je 6,15 m Abstand. Hier jedoch wäre auf etwa 120 m² ein Büschel von 30—35 Stück gekommen.

Für künftige Plattengründungen dieser Art jedoch ergeben sich die folgenden Winke:

Viel niedriger als 5 m kann man die Tanks nicht machen. Einwalzen einer der oberen Schichten hat bei weichem Ton keinen Zweck. Wohl kann man den Abstand der Tanks untereinander vergrößern, ohne damit viel zu erreichen, und sie von Anfang an um den geschätzten Betrag der Setzung höher anlegen sowie das Gebäude zentral anordnen.

Besser wäre das Umschließen des Tankfundaments durch einen Ring oder kleine Spundwand, wie sie für den Pumpkeller (vgl. Abb. 9) verwandt ist. Was für einzelne Bauwerke gilt, gilt auch hier: Symmetrie des Grundrisses der ganzen Anlage und einfache Grundrißform der einzelnen Bauten, z. B. nach Abb. 11. Die Wände des Kellers oder die Fundamente der Mauern kann man als Balken ausbilden, noch mehr als es in diesem Falle bereits geschehen ist. Wenn das Gebäude dann an den 4 Punkten a—d ungefähr gleichmäßig mitgenommen wird, können kaum nachteilige Folgen eintreten.

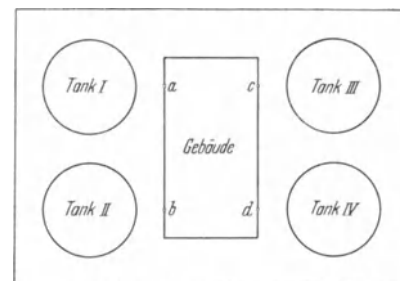


Abb. 11. Vorschlag für eine Grundrißgestaltung des Tankparks.

c) Pl. 3a Kulisiedlungen, Belawan (Deli).

1. Im Anschluß an die neuen Schiffahrtsanlagen war für Unterbringung von etwa 1000 Kulis mit Familien zu sorgen. Nur die Vormänner und Aufseher sollten Einzel- oder Doppelwohnungen bekommen; der Rest konnte in sogenannten „Pondoks“, einer Art Wohnbaracke, untergebracht werden.

2. Nach langem Suchen fand man etwa 2 km von den Kaischuppen entfernt ein Gelände von etwa 10 ha Größe mit nicht zu hohem Erbpachtsatz. Es liegt, wie der ganze Hafen, im Mündungsgebiet des Belawan-Flusses, war früher Sumpf und vor Jahren bereits einmal mit gebaggertem Schlick und Sand überspült worden. (Der Untergrund ähnelte dem der untersuchten Probe „Lo. 3“, s. S. 22.)

Um das Gelände bebauen zu können, wurden noch etwa 10000 m³ gebaggerter Meersand aufgespült. Von vornherein war man darauf bedacht, nur sehr leichte Gebäude zu errichten, die mit Bankettgründungen ausgeführt werden konnten. Probebohrungen waren nicht gemacht, wohl eine Anzahl Probelöcher und zwei Probelastungen auf Betonplatten von 1 m² Grundfläche, deren Belastung im Verlaufe mehrerer Tage von 2 auf 6 t gesteigert wurde. Die größte Einsenkung betrug 28 mm.

Ähnliche Bauten in der Nähe konnten wohl teilweise zum Vergleich herangezogen werden; es waren dies eine Anzahl chinesischer Verkaufsläden, deren Mauern auf etwa 1,50 m breiten Eisenbetonplatten standen und die sich doch im Laufe des ersten Jahres bereits etwa 10 cm gesenkt hatten.

3. Bei Entwurf wurde dem Bauherrn trotz seines wiederholten Wunsches dringend von jeglichem Stockwerkbau abgeraten. Die schwersten Gebäude waren die europäischen Wohnungen, das Büro und der Wasserturm. Alle Kuliwohnungen bekamen ein Gerippe aus Eisenkonstruktion mit nur einhalbsteinstarker Ausmauerung. Sämtliche Gebäude wurden auf etwa 50 cm hoher Sandschüttung errichtet, bekamen Eisenbetonplatten-Fundamente, die den Boden nur mit 0,2 kg/cm² belasteten. Wo die Fundamentsohle tiefer lag als U.K.-Sandlage, wurde tiefer ausgehoben und eine besondere Sandbettung in die Baugrube eingebracht (vgl. auch Abb. 9). Setzungen waren zu erwarten; Eisenbetonpfähle wären jedoch für den vorliegenden Zweck bei der ausgedehnten Bebauung viel zu teuer geworden, außerdem war es des schnellen Baufortganges und des niedrigen Preises wegen nötig, die Bauten auch für kleine Unternehmer ausführbar zu machen. Die Gewichte der Gebäude wurden möglichst gleichmäßig verteilt.

4. Bei der Bauausführung machte der Aushub in dem weichen Ton oft Schwierigkeiten. Auch stand der Grundwasserspiegel meist so hoch, daß unter anderen die Erdarbeiten der Abwässerkanäle nur mit Grundwasserhaltung ausgeführt werden konnten. Da der Untergrund kein Sand war, wurde er in diesem Falle nicht eingewalzt (wie z. B. bei Beispiel Pl. 3 b).

5. Die Setzungen der Gebäude wurden zum Teil schon während der Bauzeit sichtbar. Die Merkmale waren in der Hauptsache: ein leichtes Durchbiegen der Traufen der Baracken, ohne daß in den leichten Eisenbetonplattenbalken der Fundamente Risse oder in der Eisenkonstruktion sichtbare Fehler aufgetreten wären. Außerdem setzten sich die europäischen Wohnungen sehr stark bis zu 15 cm, wobei auch einige leichte Risse im aufgehenden Mauerwerk zu sehen waren. Das Eisenbetonfundament war jedoch so elastisch, daß darin keine Risse sichtbar wurden. Die Gebäude mit rechteckigem Grundriß setzten sich ziemlich gleichmäßig und Nachteile traten nur auf an Stellen, wo die gleichmäßige Bodenbelastung nicht ganz so folgerichtig durchgeführt war, z. B. bei der offenen Terrasse der größten Wohnung, die deshalb an der Verbindungsstelle abriß, oder bei den sehr leichten überdeckten Verbindungsgängen zu den Nebengebäuden. Die Lösung war sehr einfach, indem man diese Übergänge vom Hauptgebäude trennte. Auch am Wasserturm, der auf einer Eisenbetonplatte steht, traten Senkungen bis zu 11 cm auf, da jedoch das ganze Gerüst in Eisenkonstruktion auf der festen Platte steht, ohne Nachteile.

6. Zur Erklärung der Erscheinungen ist wenig zu sagen, da sie von den im Beispiel Pl. 1 und 2 geschilderten im Grunde kaum abweichen. Die Senkungen dauern in langsamer werdendem Tempo noch an. Die Risse wurden gedichtet und sind nach den letzten Mitteilungen noch nicht wieder sichtbar geworden.

7. Aus den Erfahrungen dieser Bauten ergeben sich folgende Winke:

Einfache Grundrisse, möglichst symmetrisch, mit gleichmäßiger Verteilung der Gebäudelasten; Schutzdächer, Veranden und andere leichtere Teile nicht mit dem Hauptgebäude in Verbindung bringen!

Dann ist in ähnlichen Fällen das Betonplattenfundament richtig und wirtschaftlich. Besser lösen kann man die Aufgabe noch durch möglichst weitgehende Verwendung von Leichtmaterialien nach Art der Heraklith-Platten für Decken, Zwischenwände usw. Vorbelastung mit Baustoffen würde außerdem günstig sein.

In der Nähe dieser Siedlung wurden ein Jahr später einfache aus Mauerwerk ausgeführte Wohnungen für eingeborene Schreiber errichtet, bei denen die Fundamentplatten den Boden nur mit 0,1 kg/cm²

belasteten. Auch diese haben auf dem weichen Ton (nach Probe Lo 3) Setzungen verursacht, die zu feinen Rissen im aufgehenden Mauerwerk führten. Demnach reagiert dieser weiche Ton auf jede auch noch so geringe Zusatzbelastung.

d) Pl. 4 Kaischuppen mit Stockwerk, Soerabaya.

1. Das Bauwerk entspricht in Bestimmung und Vorentwurf etwa dem von Beispiel Pf. 1; nur wurde statt des Eisenbetonunterbaues Eisenkonstruktion gewählt (wegen der inzwischen festgestellten Rostgefahr der Eiseneinlagen im Beton in den Tropen) und statt Wellblech ein Bimsbetondach vorgesehen. Die Länge sollte 112 m, die Breite 35 m betragen; die Bauzeit fällt in die Jahre 1924/25.

2. Bei Erkundung der örtlichen Verhältnisse ergab sich, daß diese für eine Plattenfundierung viel günstiger, für Pfähle jedoch ungünstiger waren als in Priok (Beispiel Pf. 1). Einige Gesichtspunkte seien kurz genannt:

a) Die Hafendirektion war gegen das Rammen und Einspülen von Eisenbetonpfählen, weil gerade in diesem Hafen einige Jahre vorher eine große Verschiebung des Steinkohlenskais beim Hinterspülen aufgetreten war (dieser Vorgang ist beschrieben durch Ir. A. A. Meijers).

b) Die Bodenverhältnisse waren auch viel besser, wie sich bereits beim Bau des Hafengebäudes herausgestellt hatte. Es war hinter den Kaimauern viel seltener Sand mit Ton ausgespült und die obersten 5—6 m waren fast durchweg reiner Sand.

c) Die „feste Lage“ wurde angebohrt auf etwa 22—23 m unter Gelände, hätte also sehr lange Pfähle bedingt.

d) Das Gelände war bereits 6—7 Jahre vorbelastet durch provisorische Holzschuppen und sehr regen Güterverkehr.

e) Probelastungen auf Betonblöcken von 1 m^2 bis zu 2 kg/cm^2 hatten keine Senkungen ergeben.

3. Auf Wunsch des Bauherrn, der auch in diesem Falle die solideste Gründung (Pfähle) wünschte, wurde mit den Hafenbehörden über die Gründung verhandelt. Außer den unter 2 a) genannten Einwänden schlossen die Bestimmungen eigentlich auch eine Platte aus, da bis 20 m hinter Vorderkante Kaimauer das Gelände höchstens mit 3 t/m^2 belastet werden durfte. Dies hätte für Gründung eines Stockwerkshuppens auf Platten nicht ausgereicht. Zugunsten ihres Einwandes (unter 2 a) sah die Hafenbehörde von dieser Beschränkung ab. Beim Kostenvergleich standen etwa 50000 hfl. für eine Plattengründung, etwa 110000 hfl. für Pfahlgründung gegenüber. Die Ausführung der ersteren konnte flotter und einfacher vor sich gehen; auch war eine Verbindung der Stützfüße untereinander möglich.

Die Hafendirektion ließ für den Boden 1 kg/cm^2 zu; sicherheitshalber wurde die Plattengründung auf $\frac{3}{4} \text{ kg/cm}^2$ bemessen. (Von Unternehmern wurde auch ein Angebot für ein Fundament aus umgekehrter Pilzdecke bestehend gemacht, wobei die Platte zugleich als Fußboden dienen sollte.)

Die Eisenkonstruktion konnte wohl geringe, auch ungleichmäßige Senkungen vertragen; trotzdem wurde die Möglichkeit des Nachstellens vorgesehen durch Anordnung längerer Ankerschrauben mit Extragewinde. Der Stützenabstand betrug etwa 5,50 m (Abb. 12).

4. Bei der Ausführung wurde in der Baugrube gewalzt und dadurch außer einer Zusammenpressung der obersten Lage auch ein Abtasten erzielt, wobei man an zwei Stellen tiefe, weiche Toneinlagerungen fand. Im übrigen gingen die Ausführungen glatt vonstatten.

5. Nivellements ergaben in den folgenden Jahren keine Setzungen, die 2—3 cm überstiegen, und nirgends bei zwei benachbarten Stützen große Differenzen. Die obersten 6 m guter Sandlage würden außerdem die tiefer gelegenen, mit Ton vermischten Lagen ziemlich gleichmäßig belasten, wie Abb. 13 zeigt (abgesehen von vorübergehend sehr hoher Stapelung der Güter). Außerdem sorgen die Quer- und Längsverbindungen durch Balken für Ausgleich.

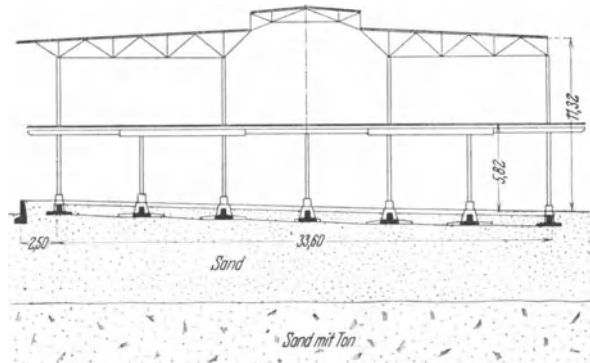


Abb. 12. Querschnitt des Stockwerkshuppens Soerabaya.

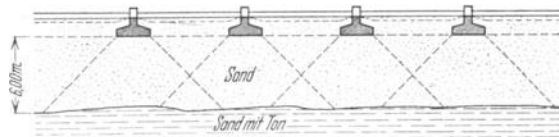


Abb. 13. Übertragung der Fundamentdrücke durch die Sandlage.

6. Zusammenfassend sei gesagt: Die Gründung hat sich unter den geschilderten örtlichen Verhältnissen auch für Stockwerksschuppen bewährt. Die Aufteilung der Platte in Längs- und Querstreifen war für das Einwalzen günstig. Voraussetzung war hierbei die gute Sandlage und die Vorbelastung, so daß das Gelände seine Konsolidierung bereits hinter sich hatte. Das Beispiel zeigt eine konstruktiv zuverlässige und doch sparsame Plattengründung.

Da bis an die Grenze des Nachbargrundstückes gebaut werden mußte, ist die eine Endwand an einer Krankonstruktion aufgehängt und die letzten Stützenfundamente befinden sich 2 m von der Grenze entfernt (Abb. 14).

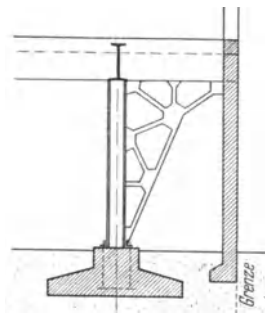


Abb. 14.
Aufhängung der Endwand des
Kaischuppens Soerabaya.

e) Pl. 5 Fabrikhalle einer Werft, Soerabaya.

1. Das Bauwerk hat drei Längsschiffe, in dessen mittelstem ein großer elektrischer Kran läuft. Die Seitenschiffe haben Handlaufkrane. Ausgeführt wurde das Bauwerk im Jahre 1918, nicht unter Aufsicht eines beratenden Ingenieurs, sondern die Eisenkonstruktion wurde aus Europa bestellt, einschließlich des Bimsbetondaches, während die Fundamente durch einen Unternehmer ausgeführt wurden. Man ließ dabei einen Druck auf den Boden von $\frac{3}{4}$ kg/cm² zu. Verfasser bekam mit diesem Gebäude erst im Jahre 1926 zu tun, als durch sehr starke Setzungen und Änderungen der Stützenabstände der Laufkran zum Stillstand kam.

2. Örtliche Verhältnisse. Die feste Lage befindet sich auf 21—23 m unter Gelände. Die Nordseite des Gebäudes steht hinter einer Kaimauer, für die man den weichen Ton weggebagert und durch Sand ersetzt hat. Vom Fuße der Kaimauer aus in sanfter Böschung bis 80 m hinter der Kaimauer wurde Sand angeschüttet, etwa wie dies in Abb. 1 dargestellt ist. Der südliche Teil des Baugeländes bekam nur eine dünne Decklage von Sand. Bohrungen wurden nicht gemacht; Probelastungen ebensowenig.

Nach Süden zu wird das Baugelände nicht durch eine Kaimauer, sondern nur durch eine zum Teil gepflasterte Böschung begrenzt (s. Abb. 15a). Ein Rutschen und Ausweichen war also nach dieser Seite nicht ausgeschlossen.

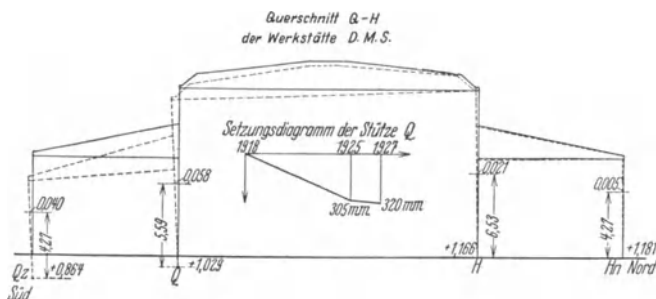


Abb. 15. Querschnitt der Fabrikhalle Soerabaya mit Eintragung der Setzungen und Verschiebungen. (Setzungen und Verschiebungen sind 5 fach vergrößert gegenüber dem Maßstab der Zeichnung.)

stellt, während das Setzungsdiagramm (s. Abb. 15), soweit es sich konstruieren ließ, eine Abnahme der Setzungen aufwies.

4. Bei den Sicherungsarbeiten ging man davon aus, daß künftig keine großen Setzungen mehr zu erwarten wären und die Kosten einer in diesem Fall weit sichereren Gründung (Pfähle) etwa 70000 hfl. betragen würden, abgesehen noch von der großen Betriebsstörung, die dadurch entstanden wäre. Man entschloß sich danach zu folgenden Maßnahmen:

- Heben der Stützen auf gleiche Höhe und Unterstopfen mit Beton sowie Wiedereinbetonierung der Ankerschrauben;
- Verankern der Fundamente der Mittelstützen gegeneinander;
- Ersetzen des Bimsbetondaches der Seitenschiffe, das ohnehin durch mangelhafte Unterhaltung stark leck war, durch Wellblech, also Gewichtsverminderung.

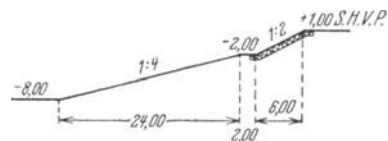


Abb. 15 a.
Böschung an der Südseite der Fabrikhalle.

Die Kosten der Herstellungsarbeiten unter a und b, die ohne Betriebsstörung ausgeführt werden konnten, betragen etwa 3000 hfl. Die Arbeiten verliefen flott. Das Nivellement wurde leider Ende 1927 eingestellt; um Fortsetzung ist inzwischen gebeten worden.

Aus diesem Fall könnte man die Lehre ziehen, daß auf Gelände, wo seitliches Ausweichen nicht ausgeschlossen ist, eine Plattengründung ohne gründliche Sicherungen (z. B. Spundwand) gefährlich werden kann.

C. Richtlinien für Wahl der Gründungsart.

Außer der besonderen Bewertung der Gründungen in vorstehenden Beispielen Pf. 1—3 und Pl. 1—6 lassen sich zusammenfassend noch die folgenden Richtlinien zusammenstellen:

1. Auch für Küstenplätze, in denen die örtlichen Verhältnisse vor Anlage der Kais und Aufspülen von Sand usw. ähnlich sind, gilt keine Bevorzugung einer der beiden Gründungsarten. Wie oben angedeutet, sind sowohl bei Pfählen wie Platten Setzungserscheinungen vorgekommen. Vor allem aber auch spielten oft kleine Unterschiede in der Bodenbeschaffenheit (z. B. Sandzwischenlagen) eine große Rolle, da sie die Setzungen sehr stark beeinflussen können. Auch die Mächtigkeit der sogenannten festen Lage ist sogar im selben Hafen stellenweise sehr verschieden.

Wohl kann gesagt werden, daß eine Zwischenstufe (schwebende Gründung mit Pfählen, die die feste Lage nicht erreichen), meist zwecklos ist, falls es sich nicht um das Durchfahren kleiner Schlamm-einlagerungen, ungleichmäßigen Boden oder unregelmäßigen Gebäudegrundriß handelt.

Dem Ingenieur wird eine unwirtschaftliche Ausführung (viele, schwere, lange und teure Pfähle) meist weniger Sorgen und Mühe verursachen als eine sparsame Gründung, die sorgfältige Projektierung verlangt und vielleicht auch laufende verhältnismäßig geringe Kosten (Wiederherstellungen und Messungen) am fertigen Bau verursacht. Bei den Bauherren wird er mit Recht für seinen Ruf fürchten, vor allem, wenn sie bei Störungen zu übereilten Sicherungsmaßnahmen schreiten (Beispiel Pl. 2). Allerdings werden Setzungen von Pfahlgründungen wie bei Beispiel Pf. 1 besonders schwer gewertet werden.

Andererseits zeigen die Beispiele Pl. 3b und Pl. 4, wie man auch für schwere Gebäude und solche mit Kranbahnen unter den geschilderten Vorbedingungen wirtschaftlich und gediegen mit Platten-gründungen auskommt, während bei Beispiel Pf. 1 und 2 keineswegs der Pfahl eine vollkommene und für alle Zeiten sichere Lösung war.

Die weniger kostspielige Plattengründung gibt also eher Gelegenheit, bei klarerer Projektierung und guter örtlicher Kenntnis eine finanziell und konstruktiv befriedigende Lösung zu finden.

2. Es wird demnach beim Entwurf eine Entscheidung von Fall zu Fall nötig sein, die wohl durch einige Erfahrungstatsachen nützlich vorbereitet werden kann.

a) Zum Beispiel wird eine Entscheidung zugunsten der Platte durch folgende Faktoren begünstigt: tiefe Lage der „festen Schicht“ (tiefer als 20 m), homogene Zusammensetzung und viel Sand im aufgespülten Boden, vor allem in den oberen Lagen (ca. oberste 6 m),

lange Vorbelastung des Geländes, z. B. durch Kohlen, provisorische Schuppen, Sandvorräte usw., geringes Gewicht des zu erstellenden Bauwerkes, gleichmäßige Grundrißform und Gewichtsverteilung,

Konstruktion der aufgehenden Bauteile, die große Formänderungen zuläßt (z. B. Eisen- oder Eisenbetongerippe),

kurze Mietsdauer des Geländes, deshalb geringere Kosten notwendig (manche Grundstücke werden in den Häfen nur für 10 Jahre vermietet),

weit abgelegene Baustellen,

keine geeigneten Unternehmer oder Ausführung in eigener Regie,

Dringlichkeit des Baues, also kurze Bauzeit,

Überlegung, daß bei einer Setzung des „jungen“ Geländes auch die Pfähle mitgenommen würden.

b) Zugunsten der Pfähle würde die Entscheidung beeinflußt durch:

verhältnismäßig hohe Lage der festen Schicht (< als 20 m),

darüber weicher Lehm von örtlich verschiedener Mächtigkeit (z. B. Belawan) oder linsenförmige Schlickeinlagerungen,

schwere Bauwerke, hohe Nutzlasten, ungleichmäßige Grundrißformen,

aufgehendes Mauerwerk ohne Eisen- oder Eisenbetongerippe,

geeignete Unternehmer an Ort und Stelle oder erreichbar,

langfristige Pachtverträge (z. B. Erbpacht auf 75 Jahre),

genügend lange Bauzeit,

Betrieb, der keine Störungen durch Reparaturen verträgt,

unzulängliche Voruntersuchungen und zu wenig Erfahrungen mit dem Untergrund.

3. Die entscheidende Wahl der Gründungsart läßt sich beim Vorentwurf bereits übersichtlich vorbereiten — auch ohne in Einzelheiten ausgearbeitetes Projekt — durch eine überschlägliche Vergleichstabelle, bei der nicht nur Baukosten, sondern auch andere Vor- und Nachteile angenähert in Zahlen gebracht werden. Es ist nicht angängig, hierfür eine Formel zu suchen, da auch Löhne, Preise, Unkosten und andere örtliche Faktoren sehr voneinander abweichen.

Ein Vorschlag für eine solche Tabelle folgt hierunter:

Vorschlag einer Tabelle für Vergleich der beiden Gründungsweisen.
(Bis O.K.-Fußboden = U.K.-Stützenfuß der Eisen- oder Eisenbetonkonstruktion.)

	Baukosten		Bauzeit	Indirekte Vorteile	Betrieb	Verschiedenes
	direkt	indirekt				
Pfähle m Pfahl à 15 fl. + m ³ Eisenbeton	Schwächere Konkurrenz	mehr: 1 Mon. + 1 Mon. je 150 Pfähle (hierfür Miete, Zinsen usw.).	Kosten der Schiffe, Gewinn d. eig. Anlage, Prestige	Keine Störungen, falls gut projektiert	siehe C 2 Bauen auf ungleichem Baugrund bei ungleichem Grundriß möglich
Platte m ³ Eisenbeton = 60 fl.		kürzer:	Kosten der Schiffe, Gewinn d. eig. Anlage, Prestige	Setzungen, Reparaturen, störend fl./Jahr	siehe C 2 schwierig für ungleichförmigen Baugrund und unregelmäßige Grundrisse

4. Wichtiger noch sind zur Zeit einige Winke bezüglich der unerläßlichen oder erwünschten Voruntersuchungen. Die Anregungen darüber finden sich in der Literatur (siehe z. B. Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieur-Geologie, S. 344). Die Beispiele Pf. 1 und Pf. 2 zeigen u. a., daß die Kenntnis der oberen Schichten und ihrer Eigenschaften auch für Pfahlgründungen unerläßlich ist, und es nicht nur auf Art und Tiefenlage der sogenannten „festen Schicht“ ankommt. Die örtlichen Verhältnisse in Niederländisch-Indien werden allerdings manchmal eine gewisse Beschränkung fordern, da nicht überall gute Bohr- oder Schachtmeister, ausreichende Geräte und Versuchsapparate zur Verfügung stehen.

Bisher glaubte man sehr weitgehend vorgesorgt zu haben, wenn man auf einem Baugelände Probebohrungen (Prüfung auf Sicht und Grundwasserspiegel) und Probelastungen bis zu etwa der doppelten Gebäudelast vornahm sowie Probebohrungen verrichtete, von denen man die Proben der einzelnen Schichten aufbewahrte. Allerdings waren diese Proben durch die Art des Bohrens meist gestört, wurden lediglich auf Sicht beurteilt und in nicht übereinstimmender Weise klassifiziert.

Die Arbeitsweise müßte ergänzt und verbessert werden durch:

1. Entnahme ungestörter Proben;
2. Probelastung von längerer Dauer mit Zeitkurve für jede Belastungsstufe, außerdem möglichst auf Fundamenttiefe;
3. Prüfung der Proben im Laboratorium, ungefähr nach Vorschlag von Professor Terzaghi, auf Raumgewicht, spezifisches Gewicht, Porenvolumen, Kegelprobe (Normalwassergehalt), einfache Druckprobe, Atterbergsche Grenzen, evtl. auch normalisierter Verdichtungsversuch.

Die Reihe dieser Untersuchungen wäre später allenfalls noch einzuschränken, sobald nachgewiesen ist, daß einige dieser Aufschlüsse praktisch ausreichend oder gleichzeitig Kriterien für andere Eigenschaften sind.

Wenn es daraus gelingt, die voraussichtliche Setzung des Bauwerkes ungefähr zu schätzen, wird das Vertrauen des Bauherrn zu dem entwerfenden Ingenieur und der von ihm vorgeschlagenen Gründung steigen.

5. Bisher bestand bezüglich Anordnung, Zahl, Form und Rammung der Pfähle noch einige Unsicherheit. Oft war auch hierfür der Grund mangelnde Kenntnis des Bodens. Andererseits wurde auch die Form der Plattengründungen, Stützenfüße, Bankette usw. oft den gestellten Anforderungen nicht gerecht, unzweckmäßig oder übermäßig schwer ausgeführt.

Es ist nicht die Absicht, dies hier im einzelnen zu besprechen; da jedoch bei grundsätzlich richtiger Wahl der Fundierung die weitere Anordnung und Ausführung die Geeignetheit und Wirtschaftlichkeit beeinflußt, seien hierunter einige Winke stichwortartig angeführt:

a) Pfähle. Proberammung und Probelastung einzelner Pfähle; bei Sandlagen größerer Mächtigkeit Vor- und Einspülen; dafür zweckmäßiger eine acht- oder sechseckige, statt quadratischer Querschnittsform. Die Mantelreibung darf nicht überschätzt (Beispiel Pf. 2), andererseits auch nicht

unterschätzt werden (eiserne Halle in Priok). Sie kann sogar negativ werden (Beispiel Pf. 1). Besonders bei der Rammung „op stuit“, d. h. ausschließlich auf Eindringungswiderstand der Spitze in die sogenannte feste Lage, hat man sich bisher um die Mantelreibung wenig gekümmert¹. Der Verlauf war etwa folgender:

Zunächst forderte man nur Bohrungen, wobei man die feste Lage auf etwa 15 m unter Gelände erreichte; danach fand die Entscheidung statt: ca. 16 m lange Pfähle. Daß dies falsch war, zeigt z. B. Beispiel Pf. 3. Der nächste Schritt waren Proberammungen. Bei der Auswertung war man zunächst angewiesen auf die sehr stark voneinander abweichenden Rammformeln, mit denen man sozusagen jede gewünschte Tragfähigkeit errechnen konnte. Bessere Aufschlüsse erreichte man durch Versuchsbelastung der Probepfähle, die man möglichst lange stehen ließ. Nur muß man sich vergegenwärtigen, daß diese Probelastungen lediglich für den Augenblick und nicht auf Jahre hinaus Gültigkeit haben. Wenn z. B. die Belastung durch das Gebäude 20 t pro Pfahl betragen sollte, und der Pfahl trug ohne Setzung noch eine Probelast von 40 t, von der vielleicht 20 t auf die Mantelreibung entfielen, dann hätte der Pfahl mit Sicherheit nur 20 t Eindringungswiderstand der Spitze, also gleich der Nutzlast. Wird nun im Verlaufe der Jahre durch Konsolidierung des Baugrundes die Mantelreibung ganz oder teilweise negativ, dann folgt unter Umständen ein tieferes Eindrücken der Spitze (Beispiel Pf. 1). Wenn man also sicher gehen will, muß man im erst in jüngster Zeit angespülten Gelände die Mantelreibung der Nutzlast zuzählen.

Knicksicherheit. Bei Ausführung von Bauten wurde auch die Frage aufgeworfen, ob die volle Länge des Pfahles von fester Lage bis Fundament gleich Knicklänge zu setzen ist und welcher Grad der Einspannung hierfür gilt. Von einer Einspannung ist wohl nirgends die Rede. Außerdem ist es ratsam, horizontale Kräfte am Stützfuß = Pfahlkopf (z. B. durch 3 Gelenkbogen) möglichst zu vermeiden oder auszuheben. Die Knickgefahr wird jedoch gering sein, da selbst in weichem Boden der geringe Widerstand genügt, um ein Ausknicken zu verhindern. Jedenfalls ist bisher keine Erscheinung aufgetreten, die auf Knicken eines gerammten Pfahles schließen läßt.

Ingenieur John Olsson ist bei Göteborg mit Versuchen beschäftigt, die einen praktischen Nachweis dafür erbringen sollen.

b) **Platte.** Auf Sandunterlage walzen zur Verdichtung der oberen Lage und Abtasten nach weichen Einlagerungen, möglichst I-förmige Eisenbetonplattenbalken nehmen, die ungleiche Setzungen zum Teil aufnehmen können, Gewicht der verschiedenen Gebäudeteile gut abwägen, Grundfläche der Platte hiernach bemessen!

Auch Einfluß benachbarter Gebäude beachten! Leichte Gebäudeteile nicht mit schwereren in feste Verbindung bringen (Beispiel Pl. 3a). Fußboden der Bauwerke reichlich um das Maß der errechneten Setzung höher legen als erwünschten Endzustand.

Symmetrische Form der Bauwerke und möglichst auch der ganzen Anlage (s. Abb. 11).

Wenn zugänglich, Vorbelastung des Baugeländes mit Kohlen, Sand oder Baustoffen.

Für beide Gründungsarten empfiehlt es sich, bei schwereren Bauten, Kranbahnen usw., die Stützenfüße gegen etwaiges Abrutschen infolge linsenförmiger Einlagerungen untereinander zu verbinden oder zu verspannen und die eisernen Stützenfüße nachstellbar zu machen, indem man den Ankern reichlich Gewinde gibt, das Gewinde durch Gasrohrenden und doppelte Muttern schützt.

6. **Überwachung ausgeführter Bauten.** Auch ohne Kenntnis der Maßnahmen in anderen Ländern und ihrer Literatur haben die Beobachtungen ausgeführter Bauten in Niederländisch-Indien Winke geliefert, die bei den nächsten Bauvorhaben schon ihren Nutzen abwarfen. Die Verarbeitung der Ergebnisse nach den Angaben der neueren Forschungen hat bereits einige Aufschlüsse gegeben und den großen Nutzen einer planmäßigen Bearbeitung erwiesen. Zur Erlangung weiterer Erkenntnisse und noch sicherer Projektierung sind die Beobachtungen zu ergänzen und fortzusetzen. Das Material käme dann der Wissenschaft, etwa in der Weise wie Dr.-Ing. Bierbaumer² angeregt, und den örtlich interessierten Gesellschaften zugute.

In Niederländisch-Indien wären vorzunehmen:

a) Nivellements markanter Punkte der Bauwerke, zunächst öfter, später jährlich, um daraus die Setzungen festzustellen;

b) Anlage von Grundpegeln, um auch die Setzungen der verschiedenen Zwischenlagen zu messen;

c) Aufbewahrung der erbohrten Bodenproben über die Vorarbeiten hinaus, um sie allenfalls auch später noch untersuchen zu können;

¹ Siehe u. a. Beton und Eisen 1928, Heft 24.

² Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1929.

d) Aufzeichnung der Belastungsschwankungen (z. B. Tankfüllung und Stapelung von Gütern im Schuppen), Einfluß von schweren Maschinen usw.;

e) Beobachtung des Grundwasserspiegels, allenfalls auch der Regenfälle.

Ob eine beschleunigtere Beurteilung des Baugrundes bezüglich der zu erwartenden Setzungen durch dynamische Abtastung mit geeigneten Maschinen und Apparaten möglich ist und praktisch verwertbare Angaben liefert, könnte allenfalls durch Anordnung genauerer Vergleichsversuche festgestellt werden.

Zusammenfassung: Bei den beiden besprochenen Gründungsarten sind gründliche Vorarbeiten unerlässlich.

Keine verdient ohne weiteres den Vorzug.

Mit zunehmender Kenntnis der örtlichen Bodenverhältnisse, Auswertung der Erfahrungen und Studium der Zusammenhänge wird man der konstruktiv und wirtschaftlich günstigsten Ausbildung in nächster Zeit viel näher kommen.

Vor allem werden sich dann auch die unbestimmten Abneigungen gegen die oft viel sparsamere Plattengründung verringern.

Die Wichtigkeit intensiver Zusammen- und Weiterarbeit von Ingenieuren und Bauherren steht fest, und geeignete Schritte werden sich bald lohnen.

Anhang.

Erläuterung der ausgeführten Bodenuntersuchungen.

a) Einleitung.

Im Zusammenhang mit der Arbeit: „Kritische Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen besonders in den Häfen Niederländisch-Indiens“ wurden sechs von dort nachgesandte Bodenproben untersucht. Allerdings sind davon nur drei in der Nähe der besprochenen Bauwerke entnommen, während die anderen einen ungefähren Eindruck der Bodenarten der Häfen geben.

Das Ergebnis ist, soweit es sich in Ziffern oder kurzen Stichworten aufschreiben läßt, in einer Tabelle zusammengestellt (s. Beilage), deren einzelne Spalten noch kurz besprochen werden sollen. Für einige wünschenswerte Untersuchungen fehlte die Zeit oder zunächst die Apparatur; sie können jedoch nachgeholt werden.

b) Beschreibung der Versuche.

1. Allgemein. Die Entnahme an Ort und Stelle geschah nicht so, daß man von ungestörten Proben sprechen könnte. In den meisten Fällen wurde mit dem Löffelbohrer gebohrt oder mit dem Spaten ausgestochen. Darauf wurden die Proben in Blechkannen eingelötet und erst vor Beginn der Untersuchung im Laboratorium geöffnet. Bei Ankunft wurden die Blechbüchsen numeriert mit Lo 1—7 und von jeder Probe je ein Weckglas und ein Reagensglas gefüllt und gut verschlossen, um etwaige spätere Nachprüfungen und Ergänzungen möglich zu machen.

2. Erläuterung zu den einzelnen Untersuchungen.

Spalte 1 der Tabelle. Die angegebenen Orte sind Küstenstädte auf Java oder Sumatra. In der Nähe besprochener Bauwerke sind nur die Proben Lo 3, 4 und 5 entnommen.

Spalte 4. Ob alle Proben mit dem natürlichen Wassergehalt sofort eingelötet wurden, ist nicht bekannt. Bei Öffnung wurden je drei kleine Proben zur Bestimmung des Wassergehaltes entnommen.

Spalte 5. Der neue Apparat von Casagrande zur Bestimmung der Fließgrenze stand noch nicht zur Verfügung. Es wurde jedoch stets dieselbe Schale benutzt und möglichst mit gleicher Schlagzahl und Stärke geklopft.

Spalte 6—8. Die Grenzen wurden nach der von Prof. Terzaghi gegebenen Anweisung so gut wie möglich bestimmt.

Spalte 9. Spezifisches Gewicht. Die bei 105° C getrockneten Proben wurden fein gerieben, im Pyknometer 15 Minuten gekocht und auf ein zehntel Milligramm genau gewogen.

Spalte 10. Raumgewicht. Eine mit dem Messingzylinder von 4 $\frac{1}{2}$ cm Durchmesser ausgestochene Probe wurde gewogen, in Paraffin getaucht, wieder gewogen und die Wasserverdrängung bestimmt.

Spalte 11. Die Porenziffer wurde aus den Ergebnissen von Spalte 4 und 10 ungefähr errechnet. Dabei ergaben sich allerdings kleine Abweichungen.

Spalte 12. Zur Kegelprobe wurde der schwedische Apparat (s. Schlußbericht der geotechnischen Kommission, Stockholm) mit den zugehörigen Tabellen benutzt, wobei möglichst der Versuch erst mit aus dem Blechbehälter ausgestochenen und danach mit gut durchgeknetetem Ton gemacht wurde. Der Unterschied ist, wie erwartet, groß; es kann jedoch im ersten Fall nicht von einer gänzlich ungestörten Probe die Rede sein. Bei Verwendung zweier verschiedener Kegel stimmten die Ergebnisse (Eindringungstiefe) den Tabellen entsprechend überein.

Spalte 13. Mit einem ausgestochenen Tonzylinder von 4 $\frac{1}{2}$ cm Durchmesser und 5 cm Höhe wurde ein Belastungsversuch bei freier Seitenausdehnung vorgenommen, etwa wie dies auch in Schweden geschieht. Die Ergebnisse sind nach Belastung und Zusammendrückung graphisch aufgetragen, jedoch ergab sich erst nach Umrechnung unter Berücksichtigung der durch die Zusammendrückung vergrößerten

Untersuchung von

Probe Nr.	1 Art der Entnahme	2 Zeit der Entnahme	3 Zeit der Untersuchung	4 Wassergehalt in Prozent des		5 Fließgrenze	6 Klebegrenze	7 Ausrollgrenze	8 Plastizitätszahl
				Trockengewichts	Gesamtgewichts				
				in Prozent des Trockengewichts					
Lo 1	Samarang (Java), südwestlich von H. W. 2, 1,60 m tief	Etwa 1. bis 15. 8. 30	13. 10. 30 bis 15. 11. 30	103	50,25	97,7	46,0	43,0	54,7
Lo 3	Belawan (Sumatra). Kuliwohnungen, 1 m tief	etwa 1. bis 15. 8. 30	13. 10. 30 bis 15. 11. 30	62,8	38,5	55,5	30,2	27,2	28,3
Lo 4	Belawan (Sumatra). Tankanlage, 4—8 m Tiefe	etwa 1. bis 15. 8. 30	28. 10. 30 bis 23. 11. 30	77,4	43,26	68,5	42,3	34,6	33,9
Lo 5	Tdj. Priok (Java), 3 m südl. Wäscherei aus 4 m Tiefe	etwa 1. bis 15. 8. 30	3. 11. 30 bis 23. 11. 30	55,33	35,6	50,0	26,0	24,43	25,6
Lo 6	Tdj. Priok (Java), I. Hafenbecken, 12,50 m Tiefe	etwa 5. 9. 30	7. 11. 30 bis 24. 11. 30	104,3	51,0	94,2	35,9	33,0	61,2
Lo 7	Tdj. Priok (Java), III. Hafenbecken, ~ 2 m Tiefe	etwa 5. 9. 30	13. 11. 30 bis 24. 11. 30	96,0	49,0	104,8	38,1	36,3	68,5

Zu Spalte 1.

Lo 1. Vom „Mittelgelände“ des Hafens Samarang, südwestlich von Schuppen H. W. 2.
Lo 4. Durch Bohrung entnommen. Eine Mischung der Proben aus 4—8 m Tiefe.

Querschnittfläche eine brauchbare Kurve. Daraus ersieht man, daß die Bruchgrenze meist mit dem Auftreten der ersten feinen Schrägrisse zusammenfällt. Diese verliefen ungefähr unter 45° , bildeten ein feines Netz und liefen bei Erhöhung der Belastung zu großen Spalten ineinander.

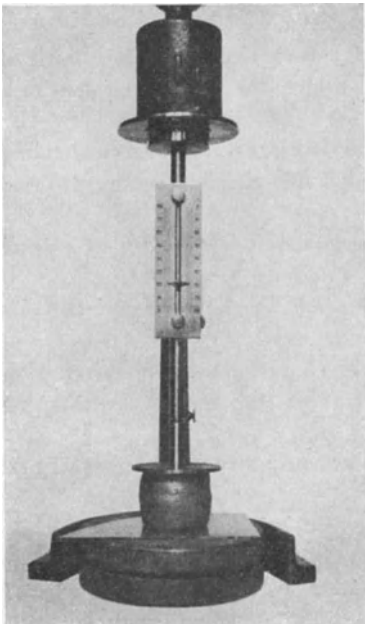


Abb. 16.
Belastungsversuch eines Tonzylinders.

Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 16 zu ersehen. Der auf einer Glasplatte aufgestellte Tonzylinder wurde durch einen tellerförmigen Körper mit Zeiger und Skala unter Aufbringung von Gewichten belastet. Zeitstufen von etwa 2 Minuten. Hierbei zeigte sich, daß bei weichem Ton nahe der Fließgrenze mit möglichst geringem Gewicht zu beginnen ist, und die fortlaufende Messung des Durchmessers mit der Schublehre (nicht durch Kreise auf der Unterlage!) für die Auswertung sehr wichtig ist. Die errechneten Schubspannungen sind sehr gering. Soweit möglich, wurden auch diese Versuche mit ausgestochenen und durchgekneteten Tonkörpern ausgeführt.

Spalte 14. Da die Schubversuche für die Beurteilung des Bodens als Baugrund nicht befriedigten, wurde ein anderer Versuch angeordnet, bei dem die in einem Kasten eingeknetete Tonmasse flach abgestrichen und von oben durch einen zylinderförmigen Körper von 4,5 cm Durchmesser belastet wurde. Dieser Körper wog etwa 600 g, das darauf drückende Gestänge mit Teller und Zeiger etwa ebenso viel, weitere Belastungen wurden durch Gewichte erzeugt. Abgelesen wurde die Eindringungstiefe bei den verschiedenen Belastungsstufen, also auch die Zeit und das Gewicht. Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 17 hervor. Der Kasten war innen 20 cm lang, 13 cm breit und 9,3 cm hoch. Eine Beeinflussung des

Ergebnisses durch die Wandungen war also nicht ausgeschlossen. Durch Abdecken mit feuchten Tüchern wurde der Ton während des Versuchs möglichst in gleicher Konsistenz gehalten. Ein Versuch dauerte meist mehrere Tage. Die Auswertung wurde außer in Tabellen auch graphisch versucht. Obwohl der

6 Bodenproben.

9 Spezifisches Gewicht	10 Raum- gewicht	11 Porenziffer ~	12 Kegelprobe Material		13 Schub Erste Risse ~ bei g/cm ²		14 Belastungs- versuch im Kasten. Prop. Grenze ~ bei kg/cm ²	15 Probe stammt aus der Nähe von Bauwerk. Beispiel	Bemerkungen
			aus- gestochen	durch- geknetet					
2,61	1,44	2,7	36,5	16,2	20,7		0,125	—	Fett, graublau.
2,54	1,59	1,63	20,7	8,76	12,0		0,15	Pl. 3 a	Graublau, ver- mischt mit See- sand.
2,53	1,56 ³	1,86	—	16,6	19,8		0,18	Pl. 2	Dunkelgrau mit Holz- u. Torf- stücken
2,64	1,67	1,46	20,73	19,43	17,8		0,18	Pf. 3	Graubraun, mit Sand vermischt.
2,51	1,44	2,67	92,5	24,53	ausgestochen 76,5	durchgeknetet 27	0,40	—	Grünlich-graublau, fett, mit Muscheln.
2,67	1,46	2,57	35,3	16,58	39,1	17,8	0,30	neue Anlagen	Blaugrau, fett.

nur sehr angenähert

Zu Spalte 1.

Lo 6. Das 1. Hafengebäude in Tdj. Priok ist etwa 40 Jahre alt. Bei 12,50 m Tiefe kein aufgespülter Boden.

Lo 7. Am 3. Hafengebäude, das in den letzten Jahren ausgebaut wurde, sollen neue Schuppen für die I.C.I.L. gebaut werden.

Aufbau der Lage eines Fundaments auf dem Baugrund ähnlich ist, wurde ein exaktes Ergebnis (Proportionalitäts- oder Bruchgrenze) nicht erreicht. Vermutlich liegt dies daran, daß das Material sich in seiner Konsistenz durch die fortschreitende Verdichtung änderte, bei tieferer Einsenkung der Einfluß der Wände des Kastens sich bemerkbar machte, der Ton gegen die Wände des Metallzylinders drückte und auch die allseitige Druckzunahme sowie die durch Austrocknung vergrößerte Spannung der Oberfläche den Widerstand vergrößerte. Auch die graphische Auswertung läßt dies erkennen. Wohl kann man für den Anfangszustand des Materials aus dem Diagramm ungefähr die Proportionalitätsgrenze ableiten, die auch in der Tabelle eingetragen wurde. Die anderen Einflüsse lassen sich bei künftigen Versuchen zum Teil ausschalten: durch Wahl eines größeren Kastens durch andere Form des belastenden Körpers (statt Zylinder nach unten verbreiteter Fuß) und schnellere Durchführung des Versuchs, wodurch sich die zunehmende Verdichtung des Materials weniger bemerkbar macht.

Die Zerfallsziffer mit einem Zylinder von 2,5 cm Höhe und 2,5 cm Durchmesser ließ sich schlecht bestimmen, da das gänzliche Durchfallen durch den Ring kein Bild des ganzen Vorganges gibt. Es wurden deshalb abgestumpfte Kegel von 5 cm Höhe, 7,5 cm oberem und 2,5 cm unterem Durchmesser angefertigt und nach Abb. 18 an einer umgebauten Briefwaage in Wasser aufgehängt (s. Abb. 18). Der fortschreitende Zerfall ließ sich nach dem Gewicht notieren, doch mißglückten einige Versuche durch plötzliches Spalten des Körpers, andere wieder, z. B. Lo. 4, blieben mehrere Tage stark aufgequollen hängen ohne gänzlich zu zerfallen. Da dieser Versuch für die Beurteilung des Bodens als Baugrund zunächst keine Bedeutung hat, sind die Ergebnisse in der Tabelle nicht aufgenommen.

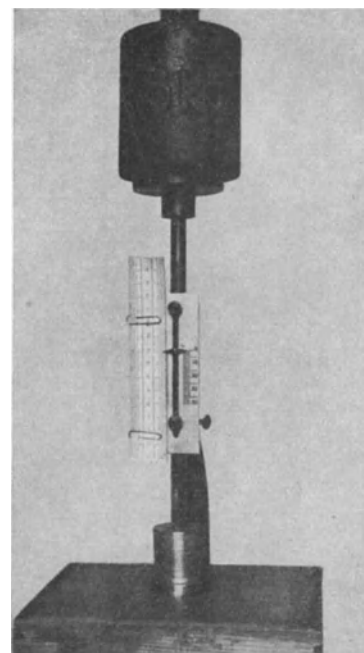


Abb. 17. Belastungsversuch einer in einen Kasten eingekneteten Tonprobe.

C. Die Versuche sind in folgender Richtung zu ergänzen und fortzusetzen:

1. Durch Bestimmung der organischen Stoffe im Ton, da diese auf die Eigenschaften von großem Einfluß sind.

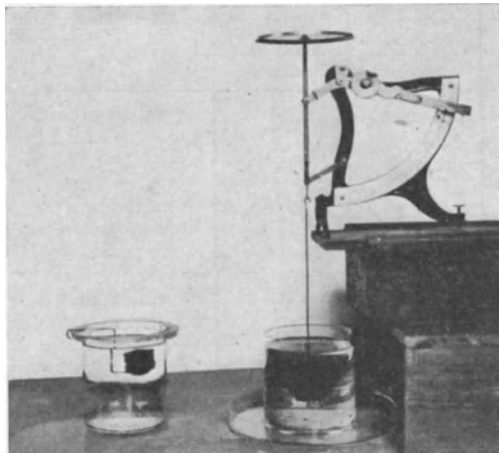


Abb. 18.
Versuche zur Bestimmung der Zerfallziffer von Tonproben.

2. Durch Ausführung eines Kompressions-Durchlässigkeitsversuchs, für den Apparat und Versuchsbeschreibung nicht rechtzeitig eintrafen. Daraus würde die Nachrechnung der zu erwartenden Setzungen bei homogener Unterlage größerer Mächtigkeit (z. B. Lo 4 des Bauwerks, Pl. 2) möglich sein (Vorschlag von Prof. v. Terzaghi).

3. Von einzelnen Proben wäre vielleicht die Schlämmanalyse wünschenswert.

In Indien selbst käme hinzu: Die Entnahme gänzlich ungestörter Proben bei und unter den besprochenen Bauwerken, die Anlage von Grundpegeln zur Kontrolle der Setzung verschiedener Lagen, die Sammlung von Proben örtlich typischer Bodenart und die Fortsetzung aller erreichbaren Kontrollmessungen an Bauwerken sowie die Durchführung von Versuchen, zu denen größere Mengen des betreffenden Materials im frischen Zustand erforderlich sind (z. B. Modellversuch mit einem Plattenfundament im Tonkasten mit der normalen Auflast seitlich des Fundaments und konstantem Grundwasserspiegel, kurz gesagt so naturgetreu wie möglich).