

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 19. September 1941

Heft 40/41

Alle Rechte vorbehalten.

Der Maastunnel zu Rotterdam.

Versuche und Untersuchungen.

Von Ir. J. P. van Bruggen*).

Schon beim ersten Entwurf der Maastunnelpläne machte sich das Bedürfnis nach genaueren Unterlagen zur Beantwortung verschiedener Fragen fühlbar, deren Lösung für die Aufstellung eines wohlgedachten Planes von besonderer Wichtigkeit war. In erster Linie handelte es sich dabei um die Lüftung des Tunnels und den Baugrund. Das Arbeiten der Lüftungsanlage mußte durch Versuche geklärt und die Beschaffenheit des Baugrundes durch eingehende Bodenuntersuchungen festgestellt werden, wenn man zu begründeten Abmessungen und Bauweisen kommen wollte.

Im Hinblick hierauf trat man frühzeitig mit maßgebenden Stellen in Verbindung, und zwar mit Professor Dr. J. M. Burgers einerseits, um im Prüfraum für Aero- und Hydrodynamik zu Delft Versuche über Lüftungsfragen durchführen zu können, und mit Professor Ir. A. S. Keverling Buisman andererseits, um bodenmechanische Untersuchungen einzuleiten.

Als später die Erdbauversuchsanstalt in Delft errichtet wurde, wurden die Bodenuntersuchungen dort unter Leitung von Ir. T. K. Huizinga ausgeführt.

I. Versuche für die Gestaltung der Lüftungsanlage.

Die Aufgaben, die bei dem Entwurf der Lüftung des Tunnels zu lösen sind, sind folgende¹⁾:

1. Welche schädlichen Gase und sonstigen behindernden Erscheinungen in der Tunnel Luft sind bei der Lüftung zu berücksichtigen und in welchem Umfang können sie zugelassen werden?
2. Nach welchem Verfahren wird die Lüftung des Tunnels vorgenommen werden müssen?
3. Wie hoch ist der Kraftbedarf für die Förderung der Luft?
4. Welche Maschinen sind für die Förderung der stark wechselnden Luftmengen zu wählen?

Besonders Punkt 3 eignet sich für eine Untersuchung im aerodynamischen Prüfraum, die anderen Fragen wurden überwiegend an anderen Stellen geklärt.

Für die erste Frage ergab eine eingehende Prüfung des Schrifttums, daß die nach dem Zeitpunkt der Untersuchungen für den Hollandtunnel in New York²⁾ eingetretenen Änderungen an den Benzinmotoren, in der Beschaffenheit des Benzins, die Verwendung von Antiklopfmitteln oder gar von gänzlich neuen Motorbrennstoffen (von synthetischem Benzin, Benzol, Sprit, Leuchtgas, Holzgas u. dgl.) eine Erhöhung der Vergiftungsgefahr durch Auspuffgase nicht befürchten lassen, so daß in dieser Hinsicht die Ergebnisse dieser Untersuchungen noch als maßgebend betrachtet werden konnten.

Außerdem wurde die Möglichkeit von Rauchbeschwerden und Nebelbildung untersucht. Es stellte sich heraus, daß Nebelbildung kaum zu befürchten ist, weil sich die eingeblasene warme und feuchte Luft nur unmittelbar an den Tunnelwänden abkühlt; eine Umfrage bei den in Betrieb befindlichen Tunneln bestätigte diese Ansicht. Dagegen ist das Auftreten von Rauch, besonders bei Dieselmotoren, eine wirkliche Beschwerde; wohl aus diesem Grunde wird bei den in Gebrauch befindlichen Tunneln beträchtlich mehr Frischluft (etwa 60%) eingeblasen, als nach den Untersuchungen beim Hollandtunnel zur Verhütung von Vergiftungsgefahren verlangt wird. Trotzdem wurde davon Abstand genommen, die Belüftungseinrichtung so zu bemessen, daß bei Vollbelastung des Tunnels und ungünstiger Verkehrszusammenstellung diese zusätzlichen 60% mit den gewöhnlichen Mitteln geleistet werden können. Dies würde nämlich eine bedeutende Erhöhung der Baukosten durch die dann notwendigen größeren Abmessungen der Hauptluftkanäle verursachen, während es noch sehr fraglich ist, ob zu der Zeit, in der der Tunnel regelmäßig vollbelastet sein wird, die Entwicklung des Kraft-

wagens nicht so weit fortgeschritten ist, daß Rauchbeschwerden erheblich weniger zu befürchten sind als jetzt. Einstweilen ist die Leistung der Belüftungseinrichtung bei allen praktisch zu erwartenden Tunnelbelastungen und Verkehrszusammensetzungen genügend groß, um die sonst übliche Verdünnung (1:4000) des Kohlenmonoxyds der Auspuffgase zu bewirken, während bei einer an besonderen Tagen zu erwartenden Vollbelastung durch Kraftwagen mit Benzinmotoren der Gehalt an Kohlenmonoxyd unter 1:2500 gehalten werden kann, in Übereinstimmung mit den amerikanischen Maßstäben.

Tafel 1 gibt eine Übersicht der bei einer Verdünnung des Kohlenmonoxyds von 1:2500 benötigten Frischluftmengen in einer der beiden Tunnelröhren. Die Mengen der abzusaugenden verunreinigten Luft sind 4% höher angenommen, damit die vollständige Entfernung dieser etwas wärmeren Luft sichergestellt wird.

Tafel 1. Benötigte Frischluft zu der belebtesten Tageszeit für die westliche Tunnelröhre (Verdünnungsgrad des Kohlenmonoxydes 1:2500).

Betriebsjahr	Berechnungsfall	Kraftwagen in der Stunde	Abschnitt I Landtunnel Südufer Steigung 3 1/2 % 279 m	Abschnitt II Flußtunnel südl. Hälfte Steigung 3 1/2 bis 0 % 293 m	Abschnitt III Flußtunnel nördl. Hälfte Gefälle 0 bis 3 1/2 % 293 m	Abschnitt IV Landtunnel Nordufer Gefälle 3 1/2 % 210 m
1. Jahr	A	244	34 400 m ³	32 700 m ³	20 700 m ³	12 000 m ³
11. "	A 1	557	78 600 "	74 300 "	47 100 "	27 500 "
21. "	A 2	962	135 500 "	128 300 "	81 300 "	47 500 "
Vollbelastung	C	1162	349 000 "	329 500 "	209 500 "	123 500 "

Die zweite Frage, die Wahl der Belüftungsart, wurde bereits frühzeitig während der Entwurfsarbeiten dadurch entschieden, daß man die Querbelüftung wählte. Längsbelüftung wurde von vornherein abgelehnt im Hinblick auf die Gefahr der Ausdehnung von Bränden, die Behinderung durch im Verkehrsraum sich ablagernden Schmutz, den großen Zug in der Längsrichtung und die Empfindlichkeit dieser Lösung gegenüber Wind und barometrischen Einflüssen.

Weniger einfach war die Wahl zwischen der Querbelüftung und dem im Merseytunnel in Liverpool angewendeten Verfahren, bei dem die Frischluft zwar durch einen gesonderten Kanal zugebracht und gleichmäßig verteilt dicht bei der Fahrbahn eingeblasen wird, bei dem aber die verunreinigte Luft durch den Verkehrsraum selbst in der Längsrichtung abgesaugt wird. Auch hier waren die der Längsbelüftung anhaftenden Nachteile zu befürchten, wenn auch in geringerem Maße; die in Liverpool eingeholte Auskunft lautete jedoch günstig. Namentlich hatten Feuerproben ergeben, daß die entwickelten Gase durch ihre Wärme und durch die damit verbundene Steigkraft nach oben in den über dem Verkehr befindlichen Raum des runden Tunnelquerschnitts gingen und dort in Längsrichtung abgesaugt wurden, so daß durch die Feuergefahr keine Benachteiligung der Sichtverhältnisse und der Tunnel Luft zu befürchten ist. Wie dem auch sei, man war nicht vollkommen überzeugt, daß diese Lösung auch unter ungünstigen Umständen der Querbelüftung gleichwertig sei. Da die Betriebskosten der beiden Verfahren unerheblich auseinandergehen und bei der Lösung des Merseytunnels zwar die Zwischendecke über dem Verkehrsraum wegfällt, demgegenüber aber die Landtunnel teurer werden — durch das über dem Verkehrsraum anzuordnende Gewölbe und infolge der Anordnung des Frischluftkanals unter oder neben dem Verkehrsraum — wurde diese Lösung nicht weiter in Betracht gezogen. Die kurz vor Abschluß der Planungsarbeiten getroffene Entscheidung für einen rechteckigen, flachen Querschnitt des Flußtunnels statt des zuerst vorgesehenen runden würde übrigens die Anwendung der Lösung des Merseytunnels gänzlich ausgeschlossen haben, wenn diese Entscheidung bereits zur Zeit der ersten Untersuchungen in der Lüftungsfrage gefällt worden wäre.

Nachdem die Wahl zugunsten der Querbelüftung entschieden war, konnten die Untersuchungen über die dritte Frage im Prüfraum für Aero- und Hydrodynamik beginnen, und zwar ausgehend von dem Tunnelvorentwurf und von den Luftmengen, die man auf Grund der Verkehrsschätzungen und der amerikanischen Unterlagen festgesetzt hatte.

An einem Modell eines kurzen Tunnelteils im Maßstab 1:2 wurde die Strömung der im Hauptluftkanal herangeführten Luft über die Aus-

*) Die Lichtbilder dieses Aufsatzes sind Aufnahmen des Verfassers mit Ausnahme der Abb. 21a und b, die von der Transformatorenfabrik N. V. W. Smit & Co. in Nymwegen stammen.

¹⁾ Auf die Punkte 1 und 2 wird hier nicht mehr ausführlich eingegangen, weil diese Fragen größtenteils von dem für die Lüftungsfragen eingesetzten Ausschuss des „Kon. Instituuts van Ingenieurs“ behandelt worden sind; Bericht in De Ingen. 1937, S. A 247.

²⁾ Journal of Am. Soc. of Heat. and Vent. Engrs., Jan.-Dec. 1926: Ventilation of Vehicular Tunnels, Report of U. S. Bureau of Mines to New York State Bridge and Tunnel Commission and New Jersey Interstate Bridge and Tunnel Commission.

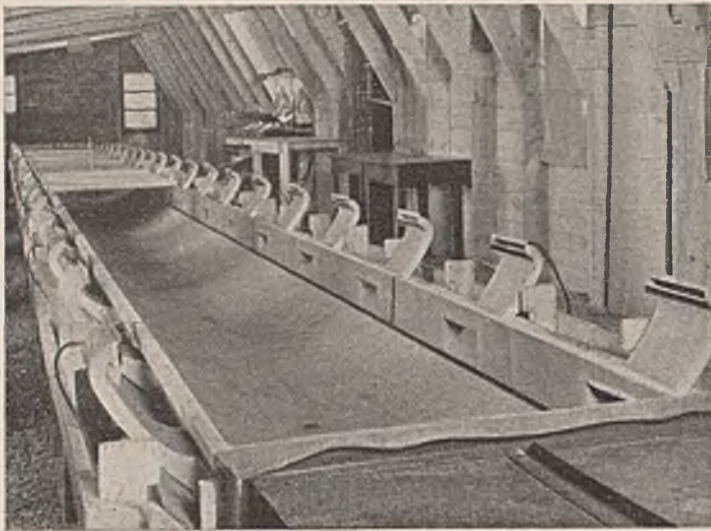


Abb. 1. Modellversuch am Hauptzufuhrkanal.

blaseöffnungen durch den Verkehrsraum nach dem Hauptabsaugkanal beobachtet (Abb. 1); für das Sichtbarmachen der Strömungen wurde Tintetrachloriddampf verwendet. Hierbei wurde festgestellt, daß die in den amerikanischen Tunneln wie auch in dem Antwerpener Tunnel für die Einblaseöffnungen verwendete Ausdehnungskammer mit durchgehendem Schlitz, durch die die Frischluft aus dem Hauptzufuhrkanal in den Verkehrsraum geblasen wird, wenig Bedeutung für die Luftverteilung hat, so daß man auf sie verzichten konnte und die von dem Hauptzufuhrkanal nach dem Verkehrsraum führenden Abzweigkanäle unmittelbar in den Verkehrsraum münden lassen konnte. Im übrigen wurde mit der gewählten — anderen Tunneln entlehnten — Anordnung für die Einblase- und Absaugöffnungen eine befriedigende Vermischung der Luft im Verkehrsraum erzielt, wie aus besonders hierzu vorgenommenen Proben, bei denen auch andere Vermischungsverfahren untersucht wurden, hervorging.

Der Druckverlauf in den Hauptkanälen, Abzweigungen und Anschlüssen an die Lüfter wurde an Modellen aus Holz, Zink und Stahlblech in Maßstab von 1:10, 1:5 und 1:2 untersucht. Soweit der Reibungswiderstand der Kanalwände im Druckverlauf eine Rolle spielte, ist der dafür geltende Widerstandsbeiwert gemessen worden. Da bei dem in Bau befindlichen Tunnel die fraglichen Kanäle in Beton ausgeführt werden, mußten die Ergebnisse an bestimmten Punkten umgerechnet werden unter Berücksichtigung des Widerstandsbeiwerts von Betonkanälen; hierfür wurde auf Grund der im Schrifttum gefundenen Unterlagen 0,0015 angenommen. Dies ist zwar zu niedrig für Zahlen von Reynolds unter $R \sim 250\,000$, jedoch ist in solchen Fällen der Einfluß bereits so gering geworden, daß eine Berichtigung keine Bedeutung hat.

Der Druckverlauf in den Hauptzufuhrkanälen ändert sich aus zwei Gründen: die Reibung verursacht einen Druckverlust, während die allmähliche Herabminderung der Geschwindigkeit zu dem abgeschlossenen Ende — infolge des Luftverlustes durch die Abzweigkanäle — wieder eine gewisse Druckzunahme verursacht, die jedoch unterhalb der aus der Formel von Bernoulli zu errechnenden Zahl für vollständige Rückgewinnung des Druckes bleibt.

Für einen Hauptzufuhrkanal mit gleichmäßigen Abzweigungen über die Gesamtlänge kann man den Druckverlust wie folgt errechnen³⁾:

$$(1a) \quad p = p_0 + \lambda L \int_0^z \frac{1}{2} \rho v_z^2 \cdot \frac{dz}{d_H} - k \cdot \frac{1}{2} \rho v_z^2.$$

Wenn der Durchmesser des Kanals gleichbleibend ist, so geht die Formel über in:

$$(1b) \quad p = p_0 + \frac{1}{2} \rho v^2 \left\{ \frac{\lambda L}{3 d_H} \cdot z^3 - k z^2 \right\}.$$

In diesen Formeln ist:

- p der Druck in einer Entfernung zL von dem abgeschlossenen Ende;
- p_0 der Druck an dem abgeschlossenen Ende;
- $\frac{1}{2} \rho v_z^2$ der Staudruck, der zu der Geschwindigkeit v_z im Kanaldurchmesser in einer Entfernung zL von dem abgeschlossenen Ende gehört;
- $\frac{1}{2} \rho v^2 = q$ der Staudruck, der zu der Geschwindigkeit im Anfangsdurchmesser des Kanals gehört;
- λ der Widerstandsbeiwert des Kanals;
- L die Länge des Kanals;
- z die Verhältniszahl für die Länge eines Kanalteils, gemessen von dem abgeschlossenen Ende ab, ausgedrückt als Teil von L ;
- d_H der hydraulische Durchmesser des Kanals $(= 4 \cdot \frac{F}{O})$;
- k die Druckanstiegsziffer.

³⁾ In allen Formeln der Lüftungsberechnungen sind die Einheiten kg, m, sek gebraucht.

Die Versuche wurden an einem im Maßstab 1:5 ausgeführten Modell eines Kanals von gleichbleibendem Durchmesser vorgenommen, das den für den Flußtunnel geplanten runden Röhren (Abb. 1) nachgebildet war. Dabei ergab sich, daß die Druckanstiegsziffer über die ganze Länge ziemlich unveränderlich ist, und zwar $k = 0,93$ beträgt. Sicherheitshalber wurde in die Widerstandsberechnung der Zufuhrkanäle, deren Höhe in geringerem Maße veränderlich war, der Wert $k = 0,90$ eingesetzt.

Besonders eingehende Untersuchungen wurden angestellt zur Bestimmung einer günstigen Form für die Abzweigkanäle der Hauptzufuhrkanäle nach dem Verkehrsraum. Die beiden zur Ausführung kommenden Kanalformen weisen weniger Widerstand auf, als sich aus der folgenden, bei Versuchen gefundenen Formel errechnet:

$$(2) \quad p_z = \frac{1}{2} \rho v_u^2 \left\{ 2,0 - 0,1 \left(\frac{v_z}{v_u} \right)^2 \right\};$$

hierin ist

- p_z der Druck an der Eintrittseite des Abzweigkanals,
- v_u die Ausblasegeschwindigkeit des Abzweigkanals.

Für v_u ist bei der größten Luftzufuhr 5 m/sek angenommen. Weil soviel Luft jedoch vorläufig selten erforderlich ist und eine nicht zu geringe Ausblasegeschwindigkeit für die Luftvermischung im Verkehrsraum erwünscht erscheint, werden die Ausblaseöffnungen so eingestellt, daß bei der vorläufig zu erwartenden Höchstbelastung (Berechnungsfall A 2 der Tafel 1) die Geschwindigkeit 4 m/sek beträgt.

Aus der Bedingung, daß an jedem Punkt des Zufuhrkanals der Druck $p > p_z$ sein muß, läßt sich der Druck am Anfang des Kanals errechnen, während man, um dort den gesamten Widerstand zu finden, den Staudruck q noch hinzurechnen muß.

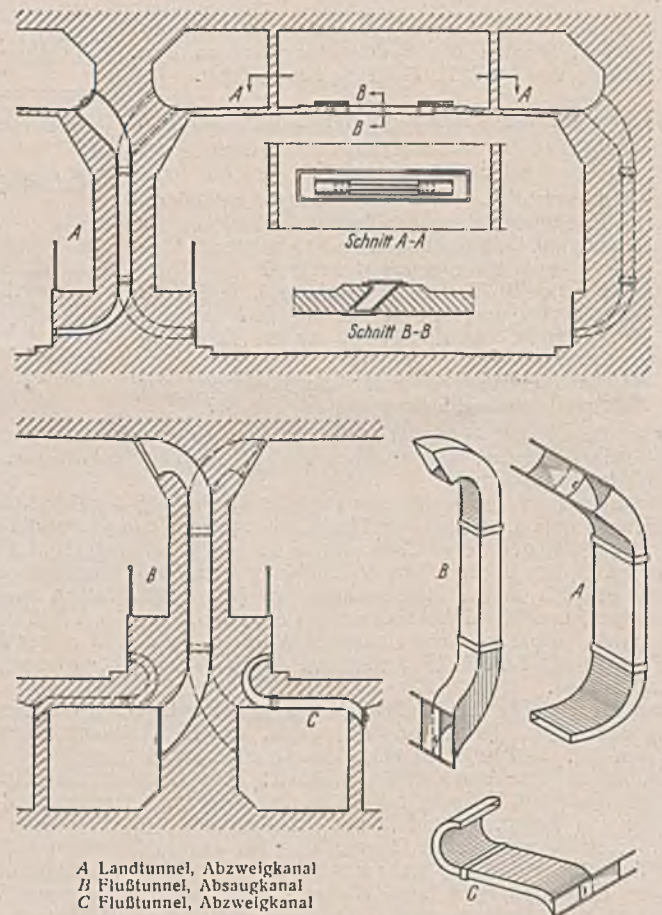


Abb. 2. Formen von Abzweigkanälen und Absaugschlitzen.

In den Abzweigkanälen (Abb. 2) müssen an der Eintrittseite Querschnittsverengungen angeordnet werden mit dem Zweck, soweit erforderlich, den Druckunterschied $p - p_z$ zu verarbeiten. Im Prüfraum wurden vorläufige Unterlagen für die hierzu notwendige Regelung in den Kanälen gesammelt; die endgültige Einstellung der Schieber wird jedoch erst an Ort und Stelle im fertigen Bauwerk vorgenommen werden können. Es entsteht die Frage, ob diese Regelung, wenn sie einmal vorgenommen ist, bei wechselnden Luftmengen im Hauptzufuhrkanal immer die beabsichtigte Wirkung haben wird. Eine gleichmäßige Luftverteilung ist selbstverständlich am notwendigsten bei großer Luftzufuhr, so daß die Regelung auf diesen Fall abzustellen ist. Die Modellversuche haben weiter gezeigt, daß die Regelung bei Unterschieden in der Luftmenge im Zufuhrkanal von 55% ihre Wirkung behält. Bei sehr geringen Mengen können aber nach den Antwerpener Erfahrungen die Unterschiede in den einzelnen Abzweigkanälen sich wohl bemerkbar machen.

Für einen Absaugkanal mit gleichmäßiger Luftzufuhr über die ganze Länge ergibt sich bei gleicher Berechnungsart wie für einen Zufuhrkanal, daß der Unterdruck beträgt:

$$(3a) \quad p = p_0 + \lambda L \int_0^z \frac{1}{2} \rho v_z^2 \cdot \frac{dz}{dH} + \epsilon_1 \cdot \frac{1}{2} \rho v_z^2.$$

Diese Formel geht bei gleichbleibendem Kanaldurchmesser über in:

$$(3b) \quad p = p_0 + \frac{1}{2} \rho v^2 \left\{ \frac{\lambda L}{3 d_H} \cdot z^3 + \epsilon_1 z^2 \right\}.$$

Die Bedeutung der Zeichen ist dieselbe wie bei den vorstehenden Formeln, wenn man anstatt Druck Unterdruck liest. Anstatt der Druckanstiegsziffer k tritt hier der Beiwert ϵ_1 auf, der den Vermischungswiderstand darstellt, der verursacht wird durch die in die Absaug Schlitzze oder in die Saugabzweigkanäle eindringende Luft. Nach ausgedehnten Versuchen und Berechnungen über den Verlauf des Unterdrucks in einem im Maßstab 1:5 ausgeführten Modell des Absaugkanals, dessen Saugöffnungen möglichst günstig angeordnet waren, wurde für ϵ_1 die Formel gewählt:

$$(4a) \quad \epsilon_1 = 1 + \frac{q_s}{v_z^2} \sum \frac{(1 + \beta) v_m - 2 \beta v_{sm}}{F_m},$$

die für gleichbleibenden Kanaldurchmesser übergeht in:

$$(4b) \quad \epsilon_1 = 1 + \frac{1 + \beta}{2} - 2 \beta \cdot \frac{v_{sgem}}{v_z}.$$

Hierin ist:

- q_s die durch einen Absaug Schlitz oder Absaugzweigkanal eintretende Luftmenge;
- v_z die Geschwindigkeit der Luft im Kanalquerschnitt in einer Entfernung zL von dem abgeschlossenen Ende, wo unter Verwendung der Formel (3a) oder (3b) der Unterdruck berechnet werden soll;
- v_m die Geschwindigkeit der Luft im Kanalquerschnitt an der Stelle der mit m bezeichneten Absaugöffnung (die dem abgeschlossenen Kanale am nächsten liegende Absaugöffnung hat die Bezeichnung $m=1$);
- v_{sm} die Geschwindigkeit, mit der die Luft aus der mit m bezeichneten Absaugöffnung in den Absaugkanal eintritt;
- F_m der Querschnitt des Absaugkanals an der Stelle der mit m bezeichneten Absaugöffnung;
- die durch das \sum -Zeichen gekennzeichnete Berechnung bezieht sich auf alle Werte von m ab $m=1$ bis zur Nummer der Absaugöffnung an der Stelle zL ;
- v_{sgem} der mittlere Wert von v_{sm} für alle Absaugöffnungen in dem fraglichen Kanalteil;
- β ist ein nach der Erfahrung festgesetzter Beiwert, der mit 0,725 angenommen wurde. Auf Grund theoretischer Überlegungen würde man eher $\beta=1$ erwarten; es ist im übrigen wahrscheinlich, daß die Annahme des einen oder des anderen Wertes für β sich im Ergebnis kaum auswirken wird.

Der Wert der Geschwindigkeit v_{sm} muß bei jeder Absaugöffnung errechnet werden aus den durch den Versuch gefundenen Berechnungen für Absaug Schlitzze:

$$(5a) \quad \frac{1}{2} \rho v_s^2 = 0,92 p - 0,15 \cdot \frac{1}{2} \rho v_z^2;$$

für Absaugzweigkanäle:

$$(5b) \quad \frac{1}{2} \rho v_s^2 = 0,80 p - 0,40 \cdot \frac{1}{2} \rho v_z^2.$$

Hierzu ist zu bemerken, daß die Beiwerte der letzten Gleichung auf Schätzungen beruhen, die eine entsprechende Sicherheitsspanne enthalten.

Die Anwendung dieser Formeln verursacht umfangreiche Berechnungen, bei denen für Kanäle mit wechselndem Durchmesser der jeweilige Unterdruck von Fall zu Fall festgestellt wird, angefangen vom abgeschlossenen Kanalende, wo eine Eintrittsgeschwindigkeit $v_{s1} = 10$ m/s bei höchster Luftzufuhr zugrunde gelegt wird. Die Anwendung derartiger ziemlich verwickelter Formeln ist in der Tatsache begründet, daß bei allen Versuchen über die Strömung im Absaugkanal ein bemerkenswerter Druckverlauf festgestellt wurde; ausgehend von dem abgeschlossenen Ende ($z=0$), wo ein gewisser Unterdruck p_0 herrscht, nimmt der Unterdruck zunächst ab, da aus den durch die Absaugöffnungen eintretenden Luftstrahlen Druck gewonnen wird. Erst weiter im Absaugkanal lassen die allgemeine Geschwindigkeitszunahme der Strömung (Infolge der stetig zunehmenden Luftmenge, die abzuführen ist) und der Reibungswiderstand des Kanals allmählich den Druck wieder abnehmen, d. h. den Unterdruck zunehmen. Eine genaue Kenntnis des Verlaufs des Unterdrucks ist für die Berechnung der Einstellung der Absaugöffnungen notwendig. Unter Anwendung der obigen Formeln ist es gelungen, ein befriedigendes Bild dieses eigentümlichen Verlaufs zu bekommen.

Wenn man nach den obigen Formeln den Unterdruck am Anfang des Absaugkanals (bei $z=1$) errechnet hat, findet man den gesamten Kanalwiderstand, indem man den Unterdruck um den Staudruck q an der betreffenden Stelle verringert.

Die Absaug Schlitzze und Saugabzweigkanäle werden am besten wiederum im fertigen Bauwerk eingestellt. Übrigens wurde durch Versuche für die Absaug Schlitzze folgende Formel gefunden:

$$q_s = (7,36 p - 1,23 \cdot \frac{1}{2} \rho v^2) s^2 l^2.$$

Hier sind s und l die Schlitzabmessungen, gemessen in einer dem Absaugkanalboden gleichenden Fläche; diese Formel hängt zusammen mit Gl. (5a).

Die Modellversuche für diesen Teil der Arbeiten haben ergeben, daß die Schlitzzeinstellung bei Veränderung der Luftmenge bis zu 35% wirksam bleibt.

Zur Feststellung der Widerstände der an die Zufuhr- und Absaugkanäle anschließenden Kanalteile in den Lüftungsgebäuden wurden Modellversuche im Maßstab 1:10 ausgeführt, und zwar an Hand der vorläufigen Entwürfe für diese Kanalteile, die im Zusammenhang mit

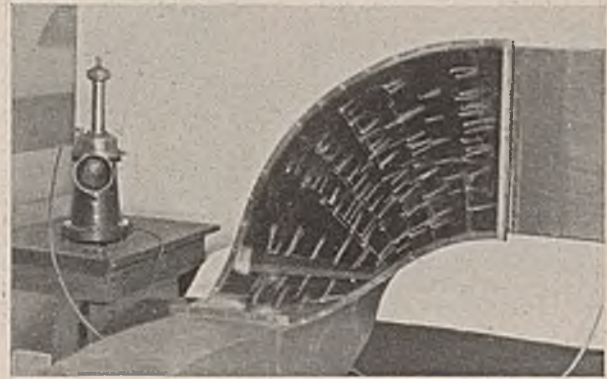


Abb. 3. Modellversuch an einer Kanalkrümmung. Die Bewegung der Fähnchen ist ein Maß für die Wirbelbildung.

den Vorschlägen der Unternehmung „Werkspoor N.V.“ für die Bauweise und Anordnung der Lüfter aufgestellt waren. Die Versuche führten zu einer Verbesserung der Vorentwürfe, besonders bei den verschiedenen Übergängen der Kanalform und in den Krümmungen (Abb. 3). Es zeigte sich, daß in den Krümmungen eine bedeutende Widerstandsherabsetzung durch Führungsschaufler zu erreichen war. Dieser Teil der Untersuchungen war für eine mathematische Behandlung ziemlich ungeeignet, so daß darüber an dieser Stelle nur die Ergebnisse zu erwähnen sind, die den Widerstand am Anfang der oben beschriebenen Zufuhr- und Absaugkanäle (Abb. 4) im Verhältnis zum Staudruck q angeben. Diese Ergebnisse sind in Tafel 2 enthalten.

Wie nicht anders zu erwarten, zeigte es sich, daß die oberen Kanalteile dort, wo jeweils der Anschluß an zwei Lüfter vorgesehen ist, bedeutende Verlustquellen sind, wenn nur ein Lüfter in Tätigkeit ist. Deshalb wurde lange erwogen, an diesen Stellen Führungsklappen anzuordnen, jedoch mußte darauf wegen der baulichen Schwierigkeiten verzichtet werden. Es erschien vorteilhafter, nach Inbetriebnahme möglichst zwei gleichlaufende Lüfter einzuschalten. Diese Forderung hat naturgemäß wiederum den Entwurf der Lüfter beeinflußt.

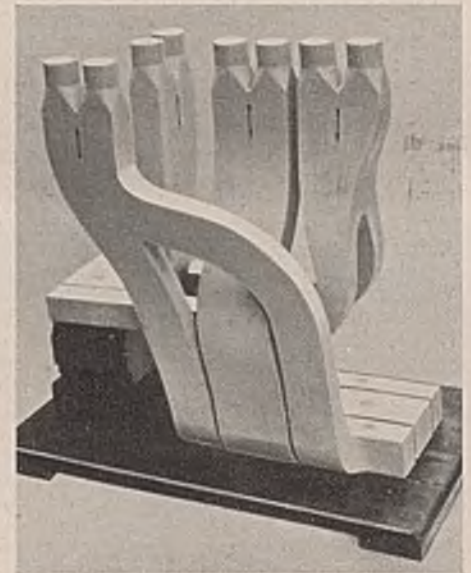


Abb. 4. Modell der Hauptluftkanäle (für eine Tunnelröhre) in einem Lüftungsgebäude.

Auch die Widerstände in den Lüftungsgebäuden mit anschließenden Krümmungen und den darüber befindlichen Ansaugräumen und Ausblaskanälen sind an Hand von Modellen im Maßstab 1:10 durch Versuche festgestellt worden. Sie sind im Verhältnis zu dem Anfangsstaudruck q gleichfalls in Tafel 2 angegeben.

Tafel 2. Widerstand der Luftkanäle in den Lüftungsgebäuden.

Luftkanäle nach	Anzahl der Lüfter im Betrieb	Teile unterhalb der Lüfter		Lüftungsgebäude und Teile oberhalb der Lüfter	
		Zufuhrkanal	Absaugkanal	Zufuhrkanal	Absaugkanal
Landtunnel	1	2,00 q	0,90 q	0,50 q*)	2,50 q
	2	0,45 q	0,30 q	0,11 q*)	0,63 q
Flußtunnel	1	2,50 q	0,80 q	0,71 q*)	4,15 q
	2	0,60 q	0,60 q	0,16 q*)	1,04 q

*) Hierzu kommt noch höchstens 1 mm für den Druckverlust infolge des Widerstandes der Jalousien im Ansaugraum.

Die Untersuchungen haben atmosphärische Einflüsse noch unberücksichtigt gelassen. Barometrische Druckunterschiede von 2 mm auf 1 km Entfernung können vorkommen, bleiben jedoch ohne maßgebenden Einfluß,

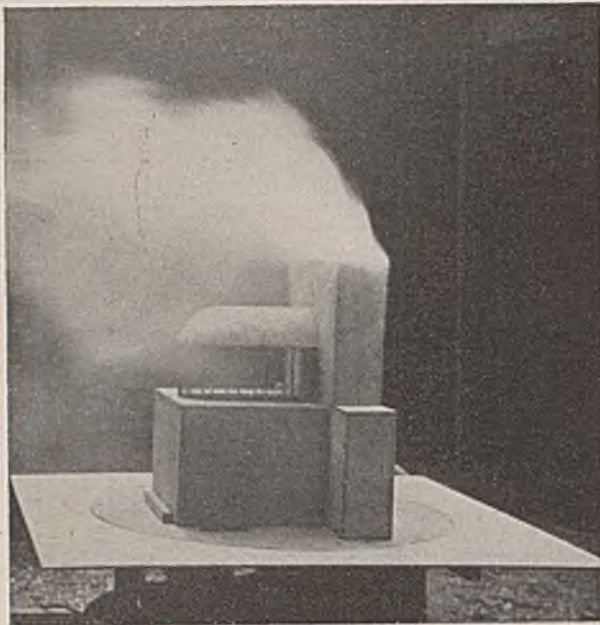


Abb. 5. Versuche über das Wiederansaugen von ausgeblasener, verunreinigter Luft.

da die größte in Betracht kommende Entfernung (vom Tunneleingang bis zum Lüftungsgebäude) 300 m beträgt. Von größerer Bedeutung sind die Druck- und Saugwirkungen des Windes. Hierüber wurden an einem Modell des Lüftungsgebäudes Versuche angestellt. Dabei hat sich gezeigt, daß bei ungünstigen Verhältnissen im Ansaugeraum oberhalb der Lüfter für die Luftzufuhr ein Unterdruck auftreten kann bis zu 65% des Staudrucks der in Frage kommenden Windgeschwindigkeit. Es kann auch Überdruck eintreten, jedoch in geringerem Maße; auch wird die Luftzufuhr dadurch in günstigem Sinne beeinflusst. Bei den Ausblasekanälen (Schornsteinen) wurde immer Unterdruck festgestellt, der das Absaugen im günstigen Sinne beeinflusst. Ungünstige Einflüsse wurden bei der Bemessung der Lüfter berücksichtigt.

Diese letzten Versuche haben gleichzeitig Aufschluß über die Frage gegeben, ob die Ausblasekanäle hoch genug waren, um ein Wiederansaugen von verunreinigter Luft durch den Ansaugeraum zu vermeiden (Abb. 5). Es erschien schwierig, dies vollkommen zu verhindern; jedoch wurde festgestellt, daß die wieder angesaugte verunreinigte Luft mit Sicherheit weniger als 10% der Gesamtmenge der angesaugten Luft beträgt. Dieser Satz wird als zulässig betrachtet.

Selbstverständlich werden bei der Bauausführung während des Einstellens der Abzweigkanäle und Schlitze die Ergebnisse der Voruntersuchungen zum Vergleich herangezogen werden. Erst dann können die Untersuchungen als vollständig abgeschlossen gelten.

Aus den obigen Darlegungen geht hervor, daß die dritte Frage nicht völlig geklärt werden konnte, ohne auch die vierte Frage, nämlich die nach der Auswahl der Maschinen, in den Betrachtungskreis einzubeziehen. Soweit für diese Auswahl Versuche angestellt worden sind, ist das Notwendigste schon mitgeteilt. Die Gründe, die zu der Wahl von Schraubenlüftern und ihrer Antriebs- und Anordnungsart führten, sind an anderer Stelle⁴⁾ dargelegt.

Zum Schluß wird noch die Tafel 3 gegeben, in der die Widerstände aufgeführt sind, die an Hand der obigen Formeln errechnet worden sind. Sie gelten für den Fall, daß bei der vorläufig zu erwartenden höchsten Luftzufuhrmenge (Berechnungsfall A 2 der Tafel 1) die Ausblasegeschwindigkeit der Zufuhrabzweigkanäle 4 m/sek beträgt und die Eintrittsgeschwindigkeit der Absaugöffnungen 3,9 m/sek. Bei der vereinfachten Annahme, daß alle Widerstände gleich

sind mit dem Staudruck q , lassen sich dann die Widerstände für sonstige Luftmengen leicht umrechnen unter der Voraussetzung, daß, wenn regelmäßig größere Luftmengen notwendig werden, die Schlitze der Abzweigkanäle verstellt werden. Hierauf ist bei der Widerstandsberechnung zu achten.

Tafel 3. Errechnete Widerstände in den Lüftungskanälen der westlichen Tunnelröhre für Luftmengen nach Berechnungsfall A 2 der Tafel 1.

Kanalart	Anzahl der in einem Abschnitt in Betrieb befindlichen Lüfter	Gesamtwiderstand (statisch und dynamisch) in mm Wassersäule			
		Abschnitt I	Abschnitt II	Abschnitt III	Abschnitt IV
Zufuhrkanäle	1	9,8	7,5	4,6	3,0
	2	6,0	4,5	3,5	2,5
Absaugkanäle	1	8,6	6,7	3,3	1,5
	2	3,9	3,3	1,9	0,9

In dieser Tafel ist der Einfluß des Windes noch nicht berücksichtigt, während andererseits die tatsächlich durch die Lüftungsanlage gelieferten Luftmengen nicht völlig mit den geforderten Mengen übereinstimmen, vielmehr durchweg größer sind. Die Leistung der Lüfter kann also nicht unmittelbar aus Tafel 3 errechnet werden⁴⁾.

II. Bodenuntersuchungen.

Bei der Aufstellung der Tunnelentwürfe ergaben sich verschiedene Fragen, deren Beantwortung eine möglichst genaue Kenntnis des Bodens erforderte. Um die hierzu nötigen Untersuchungen im Prüfraum möglich zu machen, waren zunächst Probebohrungen nötig, die im Hinblick auf die große Ausdehnung des Bauwerks und auf die stark wechselnde Beschaffenheit der Bodenschichten in großer Anzahl — es waren etwa 125 — ausgeführt wurden und den Boden bis zu einer Tiefe von 30 m,

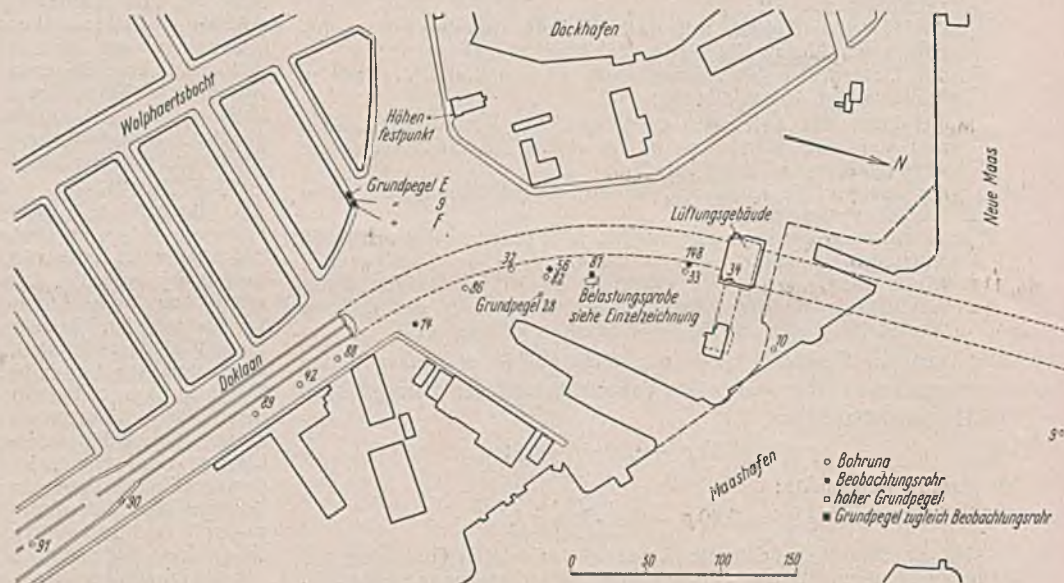


Abb. 6. Lageplan linkes Maasufer.

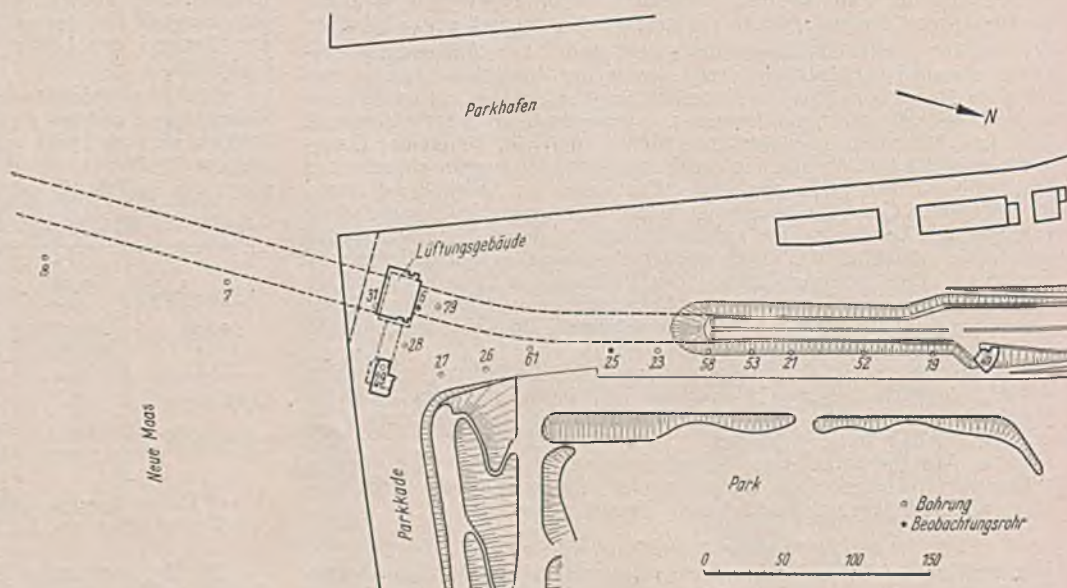


Abb. 7. Lageplan rechtes Maasufer.

⁴⁾ P. Visser, Mechanische installaties c. a. van de Maastunnel te Rotterdam. De Ingen. 1940, S. W 39.

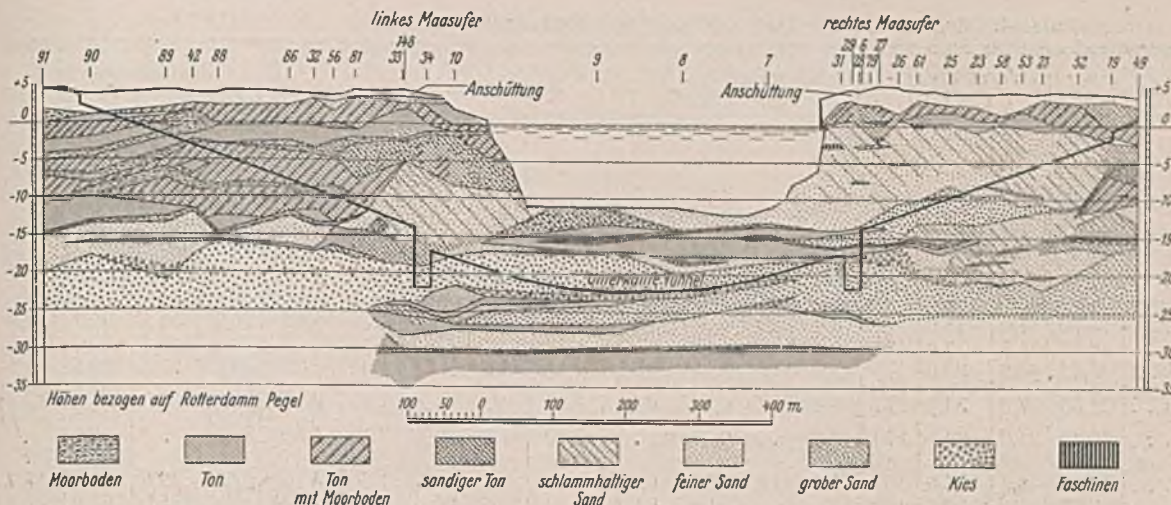


Abb. 8. Geologischer Längsschnitt in der Tunnelachse.

in manchen Fällen bis zu 40 m unter dem Gelände erschlossen (Abb. 6 bis 8). Hierbei wurde besonders angestrebt, möglichst ungestörte Bodenproben nach oben zu bringen. Die letzteren wurden mit der Bodenstanze nach oben gebracht, während sonst der Löffelbohrer gebraucht wurde; im wasserhaltigen Sand griff man zum Ventilbohrer. Es gelang überdies, einige ungestörte Sandproben dadurch nach oben zu bringen, daß der Sand zuerst nach dem Shellpermverfahren⁶⁾ mit Bitumenemulsion getränkt wurde. Aus der gewonnenen Probe wurde dann in der Versuchsanstalt das Bitumen herausgelöst.

Der Verlauf der Untersuchungen im Prüfraum machte noch weitere Arbeiten im Gelände nötig. Die wichtigsten davon waren:

1. Messungen zur Feststellung des Bodenwiderstandes mit Hilfe des Eindringungskegels von Barentsen⁵⁾ und nach dem Verfahren der Versuchsanstalt für Bodenmechanik zu Delft⁷⁾;
2. Messungen der Wasserstände in den durchlässigen Bodenschichten in Beobachtungsbrunnen;
3. Messungen des Wasserdrucks in wenig durchlässigen Bodenschichten (Wasserdruckmesser der Delfter Versuchsanstalt);
4. Setzungsmessungen in verschiedenen Bodenschichten (Grundpegel mit ausgeschalteter Mantelreibung);

⁵⁾ J. P. van Bruggen, Proc. Intern. Conference Soil Mech. 1936, Bd. I, S. 3. Harvard University, Cambridge, Mass. — Eng. News-Rec. 1936, Bd. 117, S. 114. — Bautechn. 1936, S. 242.

⁶⁾ De Ingen. 1935, S. B. 93 u. B. 101. — Proc. Intern. Conference Soil Mech. 1936, Bd. I, S. 7.

⁷⁾ Openbare Werken 1936, Nr. 23.

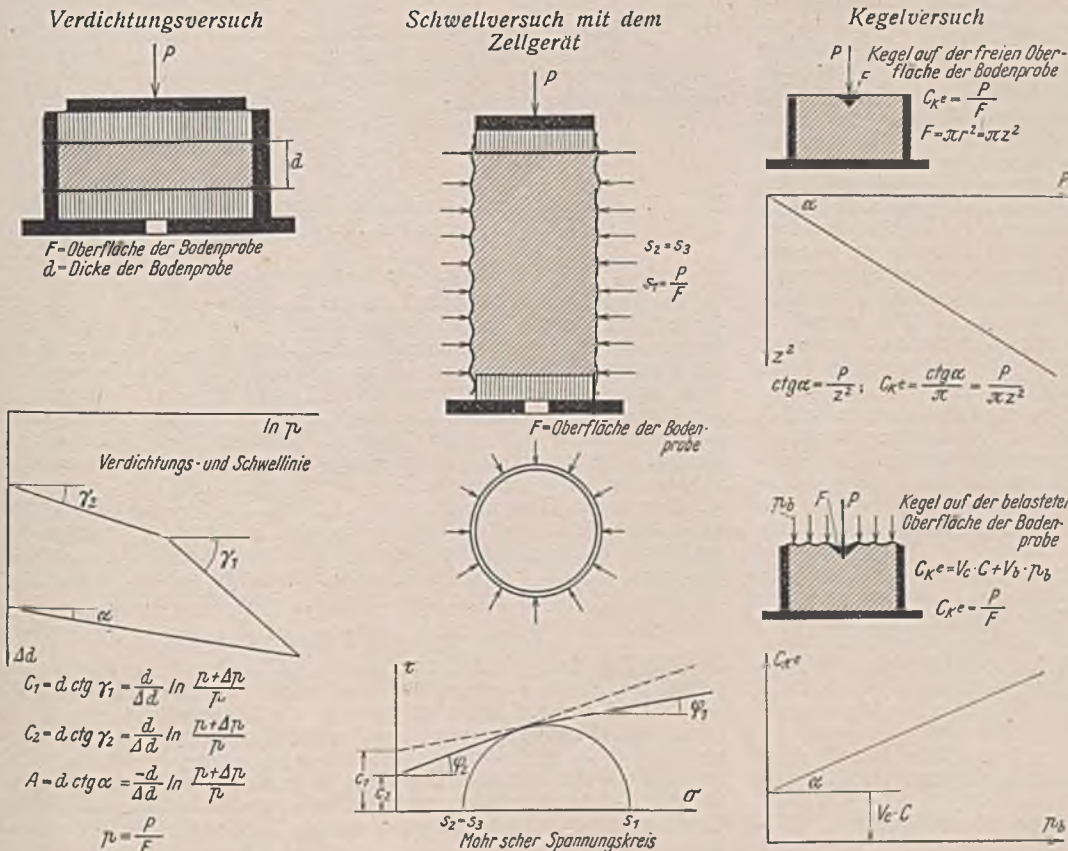


Abb. 9. Übersicht über die Versuche mit Bodenproben.

5. Setzungsmessungen von Gründungspfählen;
6. Belastungsproben in Bohrlöchern.

In der Versuchsanstalt wurden mit einlaufenden Proben hauptsächlich die folgenden Versuche vorgenommen, um die Eigenschaften des Bodens festzulegen:

1. Versuche zur Ermittlung der physikalischen Eigenschaften. Mechanische Untersuchungen (Absieben der Teile von mehr als 0,075 mm Korngröße; Aräometerversuche nach Casagrande⁸⁾ für die feineren Teilchen); Bestimmungen der Zustandsformen (Konsistenzformen) des Tonbodens nach Atterberg⁹⁾ und Casagrande¹⁰⁾ und mit dem Kegelgerät der Versuchsanstalt für Bodenmechanik¹¹⁾;

Bestimmung des Wassergehalts; Bestimmung des Raumgewichts; Bestimmung des Humus- und Kalkgehalts nach Hissink¹²⁾;

2. Versuche zur Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften. Bestimmung der Zusammendrückung und teilweise der Durchlässigkeit des Bodens bei veränderter Seitenausdehnung nach Terzaghi mit Geräten der Delfter Versuchsanstalt¹³⁾;

Bestimmung der kritischen Hauptspannungen freier Bodenproben mit dem Zellgerät¹⁴⁾ der Delfter Versuchsanstalt sowohl bei raschem als bei langsamem Lastwechsel.

Die gefundenen Werte schwanken stark, eine Erscheinung, die mit Rücksicht auf das geringe geologische Alter und den unregelmäßigen Aufbau des Bodens keineswegs überrascht. Einige Ergebnisse sind als Anhang in Tafel 4 gegeben. Wegen der Bedeutung der darin verwendeten Bezeichnungen wird auf Abb. 9 verwiesen, in der die Versuche übersichtlich dargestellt sind.

Gestützt auf diese Ergebnisse konnten nun über viele während der Entwurfsarbeit sich ergebende Fragen Betrachtungen angestellt werden, von denen die wichtigsten im folgenden besprochen werden.

a) Erddruck gegen die Spundwände der Baugruben des Landtunnels.

Um innerhalb des praktisch Möglichen zu bleiben, mußten für den Entwurf und für die Berechnung sowohl die Zusammensetzung der Bodenschichten als auch die bei der Herstellung der Baugruben einzuhaltende Reihenfolge der Arbeiten festgelegt werden. Grundsätzlich waren zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Baugrube im Sandboden und
2. Baugrube im Ton- und Moorboden geringer Durchlässigkeit mit darüberliegendem Sand.

⁸⁾ A. Casagrande, Die Aräometer-Methode usw. Berlin 1934, Springer.

⁹⁾ Public Roads, Bd. 12 (1931), S. 197.

¹⁰⁾ Proceedings, Bd. 57 (1931), S. 1165. — Public Roads, Bd. 13 (1932), S. 121.

¹¹⁾ De Ingen. 1935, S. Bt. 25 u. 31.

¹²⁾ Hissink, Verlagen van Landbouwkundige Onderzoekingen 1926, Nr. 31.

¹³⁾ De Ingen. 1938, S. B. 133 u. 147.

¹⁴⁾ De Ingen. 1934, S. B. 83.

Anmerkung zu Abb. 9.

Bestimmung der Zustandsgrenzen.

Die Fließgrenze entspricht dem Wassergehalt (in % des Trockengewichts der mineralischen Bestandteile) bei 25 Schlägen, die Ausrollgrenze dem Wassergehalt bei Krümelung. — Die Bildsamkeitszahl (Plastizitätszahl) P_L ist der Unterschied zwischen Fließ- und Ausrollgrenze.

Gehalt an Humus und Kalk in % des Trockengewichts der mineralischen Bestandteile.

Tafel 4. Ergebnisse der Untersuchung von Bodenproben.

Bezeichnung der Bodenprobe		Verdichtungsversuch			Schnellversuch mit dem Zellgerät		Kegelversuch			Bestimmung der Zustandsform (Konsistenz)										
Nummer der Bodenproben	Nummer des Bohrlochs	Ufer	Benennung der Bodenart	Tiefe in m unter Gelände	C ₁	C ₂	A	γ ₁	γ ₂	c ₁	c ₂	c _{ke}	V _c C	V _b	Raumgewicht	Humus und Kalk in %	Fließgrenze	Natürlicher Wassergehalt	Ausrollgrenze	Bildsamkeitszahl (Plastizitätszahl)
								Grad	Grad	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²							
5	17	Nord	sandiger Ton . . .	15,70	11,0	15,0	290	18,0	10,0	0,00	0,21	0,70	.	.	1,70	8,62	75,2	54,8	30,7	44,5
7	19	Nord	Moorboden	10,60	5,5	7,0	180	0,40	.	.	1,10	70,00	278,2	143,5	83,7	194,5
16	25	Nord	feiner blauer Sand	5,40	60,0	80,0	370	34,0	34,0	0,04	0,04	1,10	.	.	1,90	5,20	30,9	27,5	19,8	11,1
21	29	Nord	Ton oder Lehm . .	21,30	17,0	34,0	272	6,5	14,5	0,34	0,19	3,20	.	.	1,70	8,10	{87,2}	95,3	{35,6}	51,6
133	79	Nord	sandiger Ton	36,40	24,0	24,0	176	8,0	.	0,70	.	3,20	1,20	2,10	2,10	1,50	38,2	.	{49,9}	23,5
142	83	Süd	Ton mit Spuren von Moorboden	16,00	8,5	25,0	167	11,5	33,0	0,31	0,01	2,90	2,60	0,15	1,60	15,10	93,7	62,6	40,0	53,7
144	84	Süd	Moorboden	7,95	3,0	38,0	168	32,0	47,0	0,08	0,00	1,80	1,60	0,10	1,20	71,00	310,4	285,0	164,0	146,4
153	89	Süd	Moorboden	17,05	3,6	> 3,6	35	28,5	36,5	0,39	0,26	3,80	5,40	.	1,00	75,60	354,5	248,0	254,0	100,5
156	91	Süd	zäher grauer Ton	7,60	11,0	11,0	130	10,0	22,0	0,11	0,00	.	.	.	1,60	5,10	{88,2}	27,1	{31,8}	56,4
176	98	Süd	grauer Ton	34,80	15,0	30,0	170	35,0	.	0,02	.	2,00	1,00	5,15	1,90	2,05	52,2	20,0	{29,3}	36,1
																			19,6	32,9

In beiden Fällen war folgende Arbeitsweise einzuschlagen: Abgraben bis zum Grundwasserspiegel, Rammen der Pfähle (nur am linken Ufer), Rammen der Spundwände, Absenken des Grundwassers durch Brunnen, weiteres Abgraben und zugleich damit Anbringen der Aussteifung.

Die Untersuchung der Bodenproben im Prüfraum allein genügt nicht zur Feststellung des Erddruckes, vielmehr kann der Erddruck alle Werte zwischen den aus den Zellenproben sich ergebenden Hauptspannungen durchlaufen. Bei den Überlegungen ging man auf Grund von Versuchen davon aus, daß ursprünglich im Boden ein natürlicher waagerechter Erddruck (Korngerüstdruck) von der Größe $p_h = \frac{1}{2} p_v$ vorhanden ist, der nicht kleiner wird, wenn das Gewicht der darüber befindlichen Bodenschichten infolge der Abgrabung abnimmt. Ebensovienig wird aber mit einer Vergrößerung infolge von Erschütterungen oder von Bodenverdichtung während des Rammens der Spundwände gerechnet, zumal nach späteren Feststellungen in der Baugrube selbst in schwer rambarem Boden Bodenverdichtungen auf einen Bereich von 30 cm auf beiden Seiten der Spundwandfläche beschränkt blieben. Schwieriger war es, den Einfluß des Rammens von Frankipfählen auf die Baugrube am linken Ufer vorauszusagen. Man ließ sich schließlich von den früher in Rotterdam gemachten Erfahrungen leiten, daß Frankipfähle, die ziemlich weit (etwa 2,25 m von Mitte zu Mitte) voneinander entfernt sind, keine auf größeren Abstand wahrnehmbare Bodenverdichtung erzeugen, so daß mit der Möglichkeit, daß die Spundwand nach rückwärts gedrängt wird, nicht gerechnet zu werden brauchte und man demnach auch einen erhöhten Einfluß der Pfahlrammung auf den von außen gegen die Spundwand wirkenden Druck nicht annahm.

Über den Wasserdruck ist folgendes zu sagen. Im Sandboden fallen bei Senkung des Grundwasserspiegels die die Spundwand belastenden Schichten trocken, so daß mit Wasserdruck nicht gerechnet zu werden braucht. Jedoch mußten während der Ausführung Maßregeln getroffen werden, um nennenswerte Unterschiede in der Wasserspiegellhöhe innerhalb und außerhalb der Baugrube, u. a. bei einem etwa vorkommenden Aussetzen der Pumpen, auszuschließen. Bei wenig durchlässigem Boden ist man, da die Unregelmäßigkeit der Bodenschichten jede rechnerische Behandlung unmöglich macht, davon ausgegangen, daß die Entwässerung der oberen Schichten durch die tiefer stehenden Brunnen zu langsam vor sich gehen würde, als daß davon eine Verminderung der Spundwandbelastung erwartet werden könnte. Messungen, die während des Betriebes der Brunnen an verschiedenen Stellen auf dem linken Ufer ausgeführt wurden, haben bewiesen, daß sich der Wasserdruck in den die Spundwand belastenden Bodenschichten tatsächlich nur in sehr bescheidenem Maße an die Druckerhöhung im sandigen Untergrund anpaßte (Abb. 17).

Für das Ausschachten und das Anbringen der Aussteifungen endlich ist mit dem günstigen Einfluß, den das Ausweichen der Spundwand auf die Größe des Erddruckes ausübt, nicht gerechnet worden. Die Ausführungsweise war übrigens so, daß bei den Baugruben im wenig durchlässigen Boden nur geringe Formänderungen zu erwarten waren, die nicht den Anlaß zu einer nennenswerten Druckverminderung bilden konnten.

Es ist bekannt¹⁵⁾, daß sich der Erddruck gegen Baugrubenwände anders verhält, als man nach der klassischen Erddrucklehre erwarten würde. Der Erddruck kann im obersten Teile der Baugrube höher, in den tieferen Teilen aber niedriger ausfallen als sein berechneter Wert. Die Versuchs- und Messungsergebnisse sind jedoch noch nicht genügend geklärt, um ein darauf gegründetes Berechnungsverfahren abzuleiten, das man mit vollem Vertrauen für die sehr tiefen Baugruben des Maastunnels hätte verwenden können.

Auf Grund dieser Tatsache wurde die gebräuchliche Berechnungsweise beibehalten, jedoch so, daß die obersten Stempel reichlich be-

messungen wurden. Jedenfalls sprach alles dafür, daß man zur Nachprüfung Messungen vornahm. Zu diesem Zwecke wurden auf beiden Ufern die Stempeldruckkräfte in verschiedenen Baugrubenquerschnitten regelmäßig gemessen, wodurch das Auftreten der oben beschriebenen Erddruckverteilung tatsächlich auf neue bestätigt wurde. In Abb. 10 sind die Ergebnisse von Berechnung und Messung für einen der untersuchten Fälle einander gegenübergestellt.

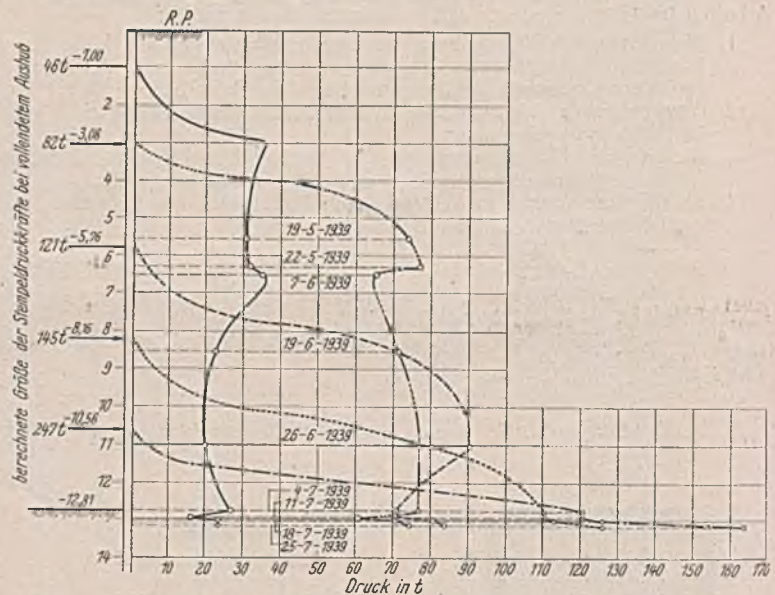


Abb. 10. Berechnete und gemessene Stempeldrucke in der Baugrube am linken Maasufer.

b) Rammtiefe der Spundwände.

Im Hinblick auf die große Tiefe der Baugruben und um die Wirkung der außerhalb davon anzuordnenden Brunnen so groß als möglich zu machen, durften die Spundwände nicht länger als unbedingt nötig sein. Die Rammtiefe war aber auch so zu bemessen, daß bei den auf volle Tiefe ausgehobenen Baugruben keine Gefahr für ein Aufpressen der Bausohle entstehen konnte. Die Frage der Gleichgewichtsstörung konnte mit Hilfe der von Professor Buisman¹¹⁾ aufgestellten Theorie gelöst werden. Die Behandlung dieser Frage bezog sich übrigens nur auf die tiefsten, im Sande gelegenen Teile der Baugrube, da die Spundwände auf dem linken Ufer für die weniger tiefen, im Ton- und Mooregebiete liegenden Teile ebenfalls in den tiefliegenden Sandgrund gerammt wurden, um sicher zu sein, daß bei Setzung der oberen Lagen die umgekehrte Mantelreibung die Spundwände nicht mitnehmen könnte, wodurch die Dichtung der Tunnelkörper hätte beschädigt werden können.

c) Setzungen der Lüftungsgebäude.

Die Berechnung der Setzungen der Lüftungsgebäude mußte naturgemäß von Voraussetzungen über die Ausführungsweise ausgehen. Man legte den Zeitpunkt zugrunde, in dem die Senksten (bei nicht abgesenktem Grundwasserspiegel) auf planmäßiger Tiefe angelangt waren, und hat dann nacheinander die Setzungserscheinungen untersucht, die zu erwarten waren, wenn der Aufbau vollendet, der Grundwasserspiegel bis R. P. — 16,50 abgesenkt und der flußseitige Boden bei gewöhnlichem Grundwasserspiegel weggebaggert wurde. In Wirklichkeit hat sich die Bauausführung viel verwickelter gestaltet. Aber auch so waren die

¹⁵⁾ von Terzaghi, General wedge theory of earth pressure. Proceedings, Oktober 1939.

Berechnungen von Nutzen, um einen Einblick in die Größenordnung der Bodenbewegungen zu erhalten, da diese in mancherlei Hinsicht auf bauliche Fragen Einfluß hatten, wie z. B. auf den Zeitpunkt des Schließens der Fugen zwischen den Lüftungsgebäuden und den benachbarten Bauwerksteilen oder auf den Spielraum zwischen anzuschließenden Luftkanälen, Durchgängen usw.

Da nach den ersten Untersuchungen sowohl der Baugrund der Lüftungsgebäude wie auch der sie umgebende Boden aus Sand bestand, brauchte bei den Setzungsermittlungen die Zeit nicht in Rechnung gestellt zu werden. Die Setzungsberechnungen waren deshalb ziemlich einfach, sie wurden nach Terzaghi¹³⁾ und nach Boussinesq-Buisman¹⁴⁾ durchgeführt.

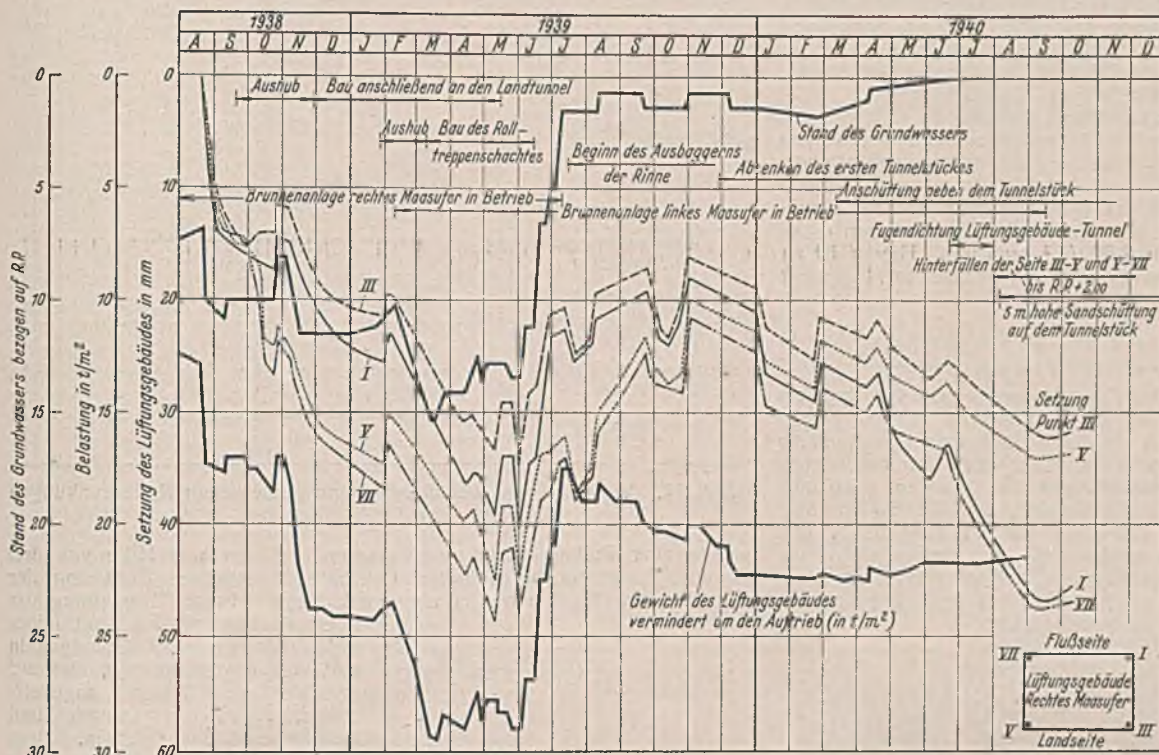


Abb. 11. Setzungsbeobachtungen beim Lüftungsgebäude auf dem rechten Maasufer.

Dabei wurden die Schichten bis 50 m unter Gründungssohle berücksichtigt. Da die Zahl der aus tiefen Schichten stammenden ungestörten Sandproben, die für den Zusammendrücksversuch zur Verfügung standen, verhältnismäßig klein war — außer den mit Shellperm behandelten Proben waren nur noch einige Proben verfügbar, die zufällig mit dem Stechbohrer nach oben gefördert waren, weil sie an einem Tonpfropfen hängen geblieben waren —, versuchte man die Zusammendrücksziffern aus den Ergebnissen abzuleiten, die man durch Belastungsproben mit Stempeln im Bohrloch erhalten hatte. Die Ergebnisse wichen aber derart von den in der Versuchsanstalt gewonnenen ab, daß man an der Zulässigkeit der bei den Ableitungen eingesetzten Vereinfachungen zu zweifeln begann. Aus den Berechnungen wurde als Setzungsmaß der Lüftungsgebäude, die dabei ohne Zusammenhang mit dem übrigen Bauwerk angenommen wurden, das Maß 1 cm gefunden. Überdies mußte noch mit den Setzungen im Untergrund gerechnet werden, die durch die Einwirkung der Grundwassersenkung auf die neben den Lüftungsgebäuden oberhalb R. P. — 16,50 liegenden Bodenschichten verursacht wurden.

Diese Setzungen erwiesen sich als viel wichtiger als die Senkungen unter der Bauwerkslast, da sie in den Bodenschichten oberhalb der Gründungssohle 5 cm und in den darunter befindlichen Schichten 10 cm betragen. Es mußte angenommen werden, daß die Setzung der oberen Schichten Reibungsspannungen verursachen würde, die die Setzung der Lüftungsgebäude vergrößern würden. Andererseits war zu beachten, daß der Einfluß der Zeit in Wirklichkeit auch im Sand nicht vollkommen außer acht gelassen werden darf und daß daher die durch die Grundwassersenkung verursachten wirklichen Setzungen hinter den berechneten Endwerten zurückbleiben würden.

Auch im vorliegenden Fall haben Setzungsbeobachtungen während der Ausführung (Abb. 11) Vergleiche mit den Voruntersuchungen ermöglicht. Aus dem Arbeitsraum des Senkkastens entnommene ungestörte Sandproben haben die Erkenntnisse über das Verhalten dieser Schichten vertieft. In Abb. 11 fällt auf, daß — im Gegensatz zu der Annahme — der Einfluß der Zeit von entscheidendem Einfluß war. Diese Erscheinung ist der auf R. P. — 30,00 liegenden Tonschicht zuzuschreiben, die sich als nachgiebiger erwies, als bei Aufstellung der Berechnungen vermutet wurde (Tafel 4, Bodenprobe 176).

d) Setzungen der flach gegründeten Teile des Landtunnels.

Der Landtunnel wurde da, wo Sandboden vorhanden war, unmittelbar auf den Sand aufgesetzt. Die Setzungsberechnung für diese Strecken

wurde in ähnlicher Weise durchgeführt wie die für die Lüftungsgebäude. Die so erhaltenen Ergebnisse gaben zugleich einen Einblick in die Bewegungen der auf Pfahlrost gegründeten Tunnelstrecken, insoweit sie eine Folge der Bodenbewegungen unterhalb der Pfahlspitzen waren. Eine gründliche Untersuchung dieser Erscheinung wurde jedoch nicht vorgenommen.

e) Setzungen des Flußtunnels.

Untersuchungen der Setzungen des Flußtunnels wurden erst während der Bauausführung und zum größten Teil außerhalb der Versuchsanstalt vorgenommen. Es kam vor allem darauf an, die Setzungen festzustellen, die durch das Einbringen (Einspritzen) einer Sandlage unter die einzelnen an Ort und Stelle abgesetzten Tunnelabschnitte entstehen würden. Deshalb wurden mit künstlich zusammengestellten Sandproben Zusammendrücksversuche vorgenommen. Die Proben hatten denselben Hohlraumgehalt, der bei dem Modellversuch zur Feststellung der Brauchbarkeit des Einspritzverfahrens in der eingespritzten Masse gemessen worden war. Eine Nachprüfung im großen ergab sich bei dem Großversuch für das Versenken und Unterspritzen der Tunnelstrecke, der im Waalhafen unter Verwendung der für den Tunnelbau selbst bestimmten Einrichtung mit dem ersten Tunnelstück vorgenommen wurde. Hierbei wurde festgestellt, daß die 80 cm starke Sandschicht unter den Auflagerblöcken bei einer Belastung von 2 bis 3 t/m² 11,5 mm zusammengedrückt wurde. Zwischen den Auflagerblöcken wurde eine 140 cm starke Sandschicht unter einer Belastung von 0,6 bis 0,7 t/m² 7,5 mm zusammengedrückt. Daß sich zwei verschiedene Belastungswerte ergaben, liegt

darin, daß der Boden im Waalhafen aus tonigen und moorigen Schichten besteht, die zu weich sind, um die Auflagerblöcke ohne weiteres tragen zu können. Die Blöcke mußten daher auf Pfähle gegründet werden, und zwar im Gegensatz zu dem endgültigen Zustand auf der Baustelle selbst, wo die Auflagerblöcke auf dem ganz aus Sand bestehenden Boden ruhen. Die so erhaltenen Ergebnisse stimmten mit den früher ausgeführten Versuchen überein und gestatteten, die Setzungen der Tunnelstücke auf der Baustelle genau zu schätzen, soweit sie als Folge der unterspritzten Sandlager zu erwarten waren. Hierbei kam man zu einem Betrag von 2,5 cm bei einer Belastung der Sandlage von 5 t/m². Außer dieser Setzung kam noch die Setzung im Untergrund in Betracht, die der Hauptsache nach infolge des Wiederauffüllens der gebaggerten Rinne auftritt. Diese Setzung konnte wieder auf ähnliche Weise wie die der Lüftungsgebäude und des Landtunnels berechnet werden. Messungen ließen die wirklich auftretenden Setzungen erkennen (Abb. 12).

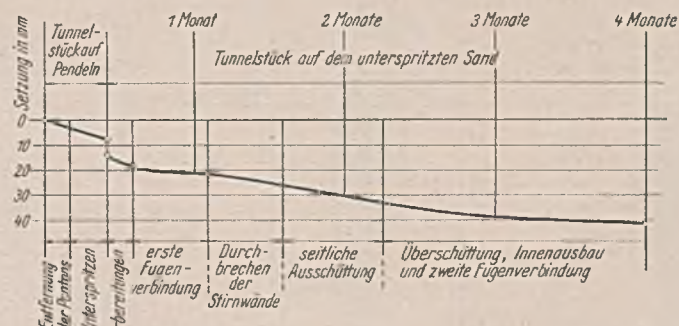


Abb. 12. Setzungsbeobachtungen beim Flußtunnel, gemessene Setzungen des Tunnelstückes IV.

f) Einfluß des Bodens auf das Absenken der Senkkasten für die Lüftungsgebäude.

Es war zu untersuchen, ob der Aufbau der 7000 t schweren Arbeitskammern aus Eisenbeton ohne Setzungsgefahr möglich war, ob während der Anfangszeit des Absenkens die Setzungen innerhalb gewisser Grenzen gehalten werden könnten, ob gegen Ende des Absenkens die Reibungskräfte an den Wänden des Senkkastens zu überwinden waren und schließlich, welchen Erddruck sie aufzunehmen hatten. Obwohl es sich

¹⁴⁾ De Ingen. 1932, S. B. 175.

zeigte, daß die Erfahrungen beim Absenken der Senkkasten für die Berechnung nicht entbehrt werden konnten, waren doch die mit den gemessenen Bodenkennziffern gewonnenen Ergebnisse recht wertvoll.

Man suchte für den Aufbau der Senkkasten einen möglichst gleichartigen Untergrund zu schaffen, da in diesem Bauzustand nicht die Setzungen als solche, wohl aber die Setzungsunterschiede die tatsächliche Gefahr bringen. Auf dem linken Ufer, wo der Untergrund ziemlich nachgiebig war, wurde deshalb der gewachsene Boden bei zu großer Tiefe beseitigt und durch Sandschüttung ersetzt. Die Setzungen des Senkkastens, die nach dem Beseitigen der während seines Aufbaues angebrachten Unterstütsungen zu erwarten waren, wurden berechnet, indem man die Theorie über das Eindringen von Keilen in den Boden¹⁷⁾ auf die Schneide anwendete. Um die Setzungen während der ersten Zeit des Absenkens in der Hand zu behalten, wurde der Senkkasten so aufgestellt, daß er nach kurzer Zeit ins Grundwasser tauchte und dadurch leichter wurde, eine Maßregel, die in der Tat einen günstigen Einfluß ausübte.

Theoretische Betrachtungen über Größe und Richtung der sich während des Absenkens entwickelnden Erddruckkräfte zeitigten wenig praktischen Wert. Man blieb auf Schätzungen angewiesen¹⁷⁾, die nachträglich einigermaßen überprüft werden konnten, und zwar dadurch, daß für verschiedene Stellungen während des Absenkens das jeweilige Gewicht des Senkkastens nachgerechnet wurde. Am Ende der Absenkung wurde auf diese Weise die mittlere Wandreibung zu 2,62 t/m² ermittelt. Hierzu ist zu bemerken, daß die Wände des 5,35 m hohen Arbeitsraumes 50:1 geneigt und die Wände darüber lotrecht waren.

g) Setzungen des Geländes und der Pfahlroste infolge Absenkung des Grundwasserspiegels.

Über die durch das Absenken des Grundwasserspiegels verursachten Setzungen am rechten Ufer ist oben unter e) bereits einiges gesagt worden, das zugleich auch für den sandigen Boden in unmittelbarer Nähe der Lüftungsgebäude auf dem linken Ufer gilt. Für das übrige Gelände auf dem linken Ufer, das aus weniger durchlässigem Klei- und Moorboden von bedeutender Mächtigkeit bestand, war die Bestimmung der Setzungen viel verwickelter. Immerhin war es aber nötig, die Setzungserscheinungen gründlich zu untersuchen, um festzustellen, ob für die auf diesem Ufer in der Umgebung des Tunnels gelegenen, zum größten Teil auf Pfahlrost, zum weitaus kleineren Teil flach gegründeten Bauwerke aus der gewählten Ausführungsweise nicht etwa Schaden erwachsen könnte. Die Unregelmäßigkeit des Untergrundes hatte zur Folge, daß man es nicht wagte, sich ausschließlich auf Berechnungen zu verlassen, die naturgemäß vereinfachende Annahmen über die Bodenschichtung nötig machten, sondern daß man ein Urteil gleichzeitig auch auf Untersuchungen an Ort und Stelle zu stützen wünschte. Die Berechnung der Grundwassersenkungsanlage zeigt, daß für die am meisten gefährdeten Bauwerke eine Grundwassersenkung von 7 m zu erwarten war. Darum

¹⁷⁾ Dr.-Ing. Paproth, Bautechn. 1933, S. 81.

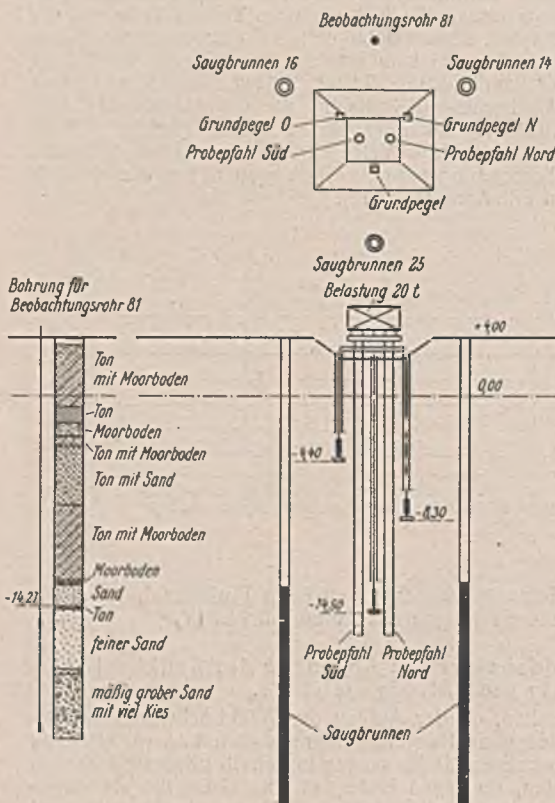


Abb. 14. Anordnung der Probepfähle.

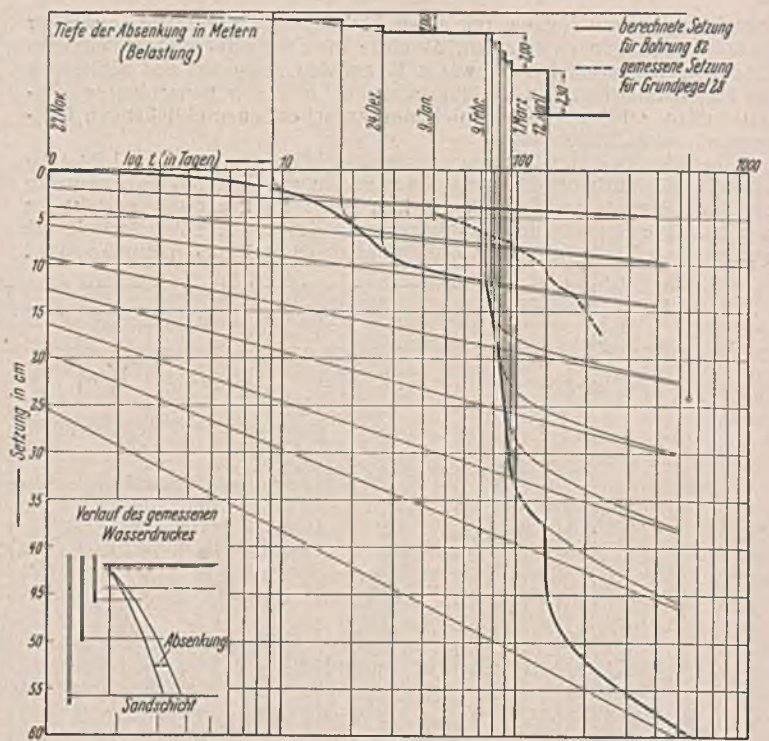


Abb. 13. Vergleich von berechneten und gemessenen Bodensenkungen auf dem linken Maasufer.

wurde eine Probesenkung vorgenommen, bei der mit Hilfe von drei Brunnen in einem beschränkten Gebiet außerhalb der Bebauung der Grundwasserspiegel um 7 m abgesenkt wurde. In der Umgebung der Pumpenanlage wurden mit einer großen Anzahl von Grundpegeln und Beobachtungsrohren, die auf verschiedenen Tiefen angesetzt waren, die Bodensenkungen und die Wasserstände gemessen. Diese Messungen ermöglichten es, außer einer Setzungsberechnung, die ausschließlich auf den Ergebnissen der Bodenuntersuchungen in der Versuchsanstalt und nach den Vorschlägen von Terzaghi-Fröhlich¹⁸⁾ und von Buismans¹³⁾ durchgeführt wurde, auch eine ähnliche Berechnung aufzustellen, in der an Stelle der berechneten die tatsächlich gemessenen Wasserstände eingesetzt wurden. Vergleiche zwischen den zu verschiedenen Zeiten berechneten und gemessenen Setzungen machten es ferner möglich, Setzungen vorauszusagen, die nach einer größeren Zeitspanne, als die Probeabsenkung umfaßte, bei ähnlichen Absenkungstiefen auftreten würden. Aus Abb. 13, in der die berechneten und gemessenen Setzungen an einer der schlechtesten Stellen dargestellt sind, geht wohl hervor, daß der von Buismans¹³⁾ behandelte, von der Mächtigkeit der Bodenschichten herrührende Einfluß auf das Verhältnis zwischen den Setzungen dünner im Prüfraum untersuchter Proben und dicker natürlicher Bodenschichten sich — wenigstens in den betrachteten Bodenschichten — noch schwerlich zahlenmäßig ausdrücken läßt. Daraus folgt sehr deutlich der Nutzen der „in natürlicher Größe“ vorgenommenen Probeabsenkung.

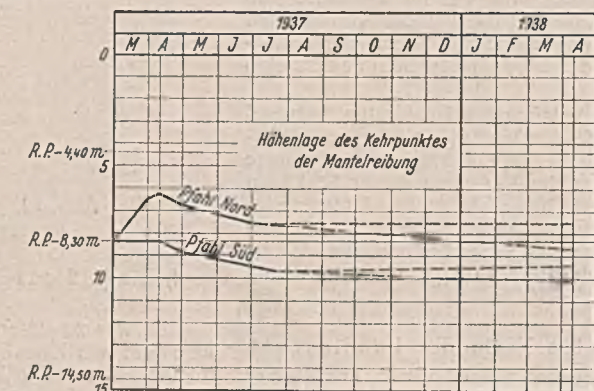
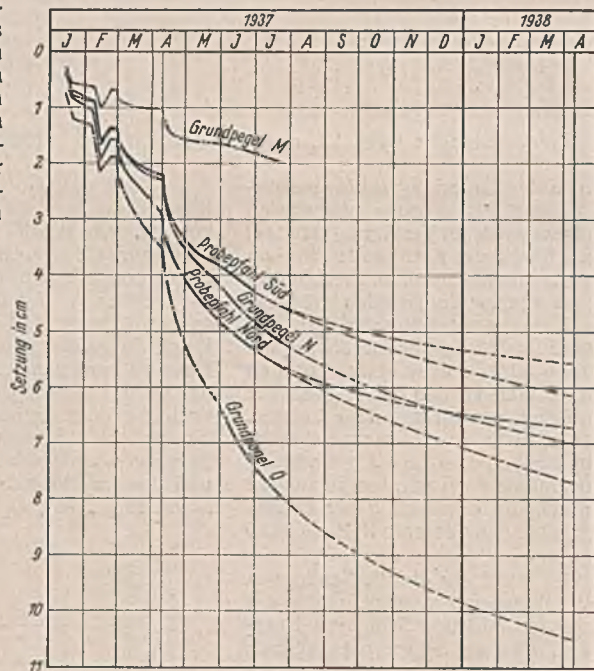


Abb. 15. Beobachtete Pfahl- und Bodensenkungen an der Stelle der Probepfähle auf dem linken Maasufer.

Die Bestimmung der Bodensenkungen an sich war jedoch keineswegs der wichtigste Teil der Untersuchungen. Wertvoller war es

¹⁸⁾ v. Terzaghi und Fröhlich, Theorie der Setzung von Ton-schichten. Leipzig und Wien 1936, Deuticke.

zu ermitteln, welchen Einfluß die Boden-
setzung auf die Pfahlgründungen haben
würde. Wenn auch der Rotterdamer Boden
an vielen Stellen ohne äußere Verände-
rungen fortwährend sackt und sich ver-
dichtet, durfte man doch nicht annehmen,
daß die Gründungspfähle von Gebäuden
bereits bis zur äußersten Grenze durch
umgekehrte Mantelreibung belastet seien
und daß deshalb eine Beschleunigung der
Verdichtung des Bodens die Pfahlbelastung
nicht noch vergrößern könne. Bei natür-
licher Verdichtung treten nämlich Verschie-
bungen zwischen Pfahloberfläche und Boden
hauptsächlich in den oberen Schichten ein;
sie nehmen mit der Tiefe ab und sind in
der Nähe der festen Sandlage gleich Null.
Die aus der Grundwassersenkung in den
tiefer gelegenen Sandschichten folgende
Verdichtung beginnt daher in den unmittel-
bar über dem Sand gelegenen Schichten.
Dabei setzen sich naturgemäß auch alle
höher gelegenen Schichten mit. Im ganzen
kann so die umgekehrte Mantelreibung
größer werden als bei der natürlichen Ver-
dichtung, und es kann möglich sein, daß
einzelne Pfähle gerade unter dieser Sonder-
belastung nachgeben. Auch hier erwies sich
der Versuch als der verlässlichste Weg-
weiser. Darum wurden innerhalb der Reich-
weite der Probeabsenkung zwei Holzpfähle
in derselben Weise und in den gleichen
Abmessungen gerammt, wie es beim Rotter-
damer Wohnungsbau üblich ist (Abb. 14).
Sie wurden mit dem für derartige Pfähle als
Belastung zugelassenen Gewicht von 10 t
belastet und regelmäßig beobachtet. Ver-
glichen man die Pfahlsetzungen (wobei der
Pfahl der Einfachheit halber als unzusammen-
drückbar angesehen wurde) mit den Setzungen
der benachbarten Bodenschichten, so
zeigte sich, daß sich die oberen Schichten
schneller, die unteren Schichten, die un-
mittelbar über dem festgelagerten Sand
liegen, in dem die Pfahlspitze steht, sich
langsamer setzen als der Pfahl. In den
unteren Schichten trägt daher die Mantel-
reibung den Pfahl, in den oberen belastet
sie ihn, im Übergangsbereich wird die Rei-
bung zu Null. Die Auf-
tragung der Setzungen
(Abb. 15) lehrt, daß bei
fortschreitender Verdichtung der Kehrpunkt der
Mantelreibung allmählich
nach abwärts rückt, so daß
die Stärke der Schicht ge-
schätzt werden konnte,
deren Setzung zu einem be-
stimmten Zeitpunkte der
Spitzensenkung des Pfahls
gleich sein würde. Die
Setzung dieser Schicht
konnte dann ohne Schwierig-
keit unter Zugrundelegung
vereinfachender Annahmen
berechnet werden. Die ge-
ringe Bewegung des Kehrpunkts
der Reibung stimmt
übrigens mit der in Rotter-
dam in verschiedenen Fällen
gemachten Erfahrung über-
ein, daß der Spitzenwider-
stand von Ramppfählen
beim Niederdrücken in die
tiefe Sandlage nur un-
bedeutend zunimmt.

Das Ergebnis dieser
Untersuchung war, daß man
während der Ausführung
im ungünstigsten Falle mit
Pfahlsetzungen von etwa
7 cm zu rechnen haben
würde. Senkungen in die-
sem Ausmaß lassen wesent-
liche Setzungsunterschiede
zwischen mehreren neben-
einanderstehenden Pfählen
einer und derselben Grün-
dung nicht erwarten. Da
nun nicht die Setzungen

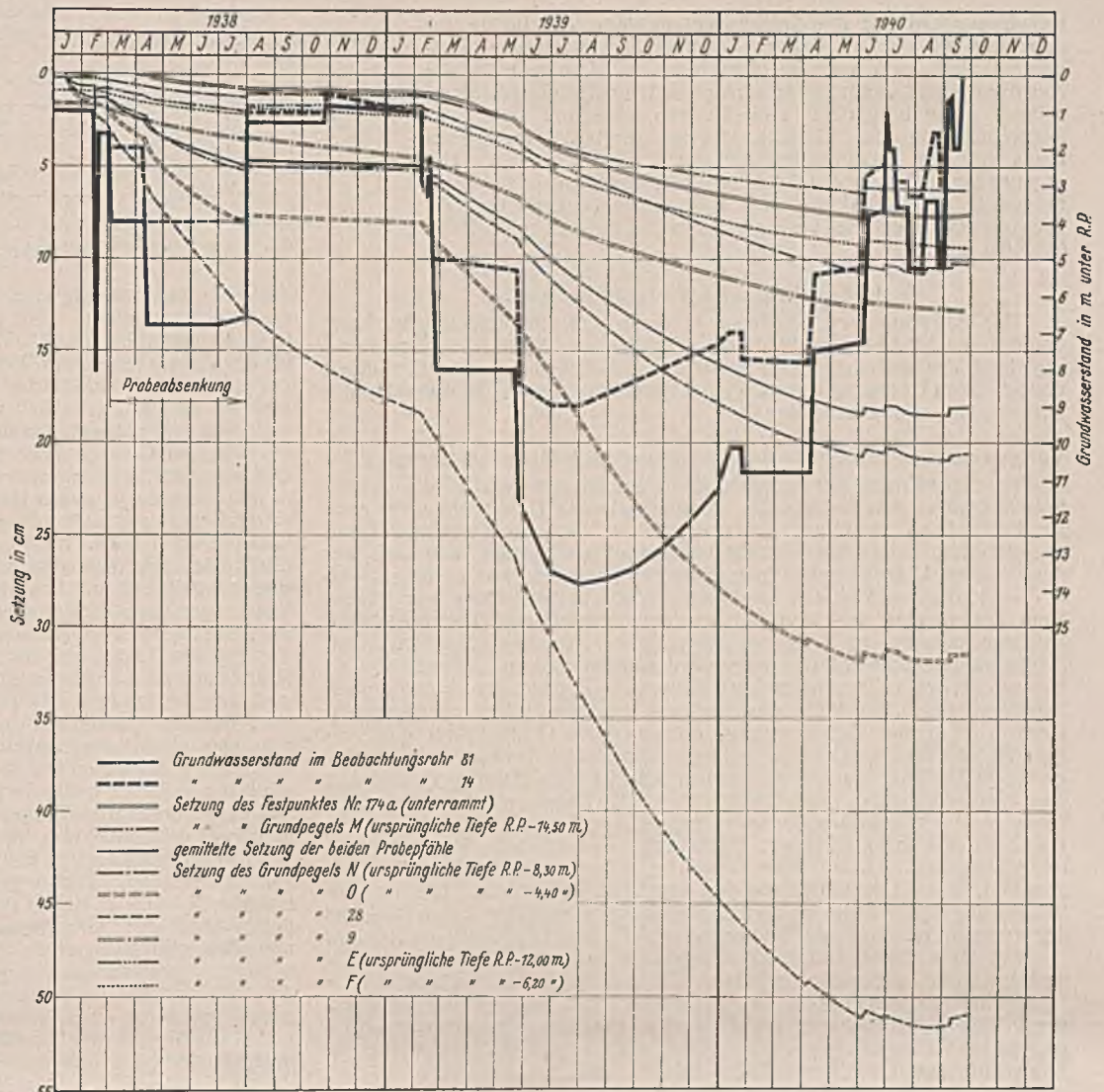


Abb. 16. Auf dem linken Maasufer während der Ausführung beobachtete Pfahl- und Bodensenkungen.

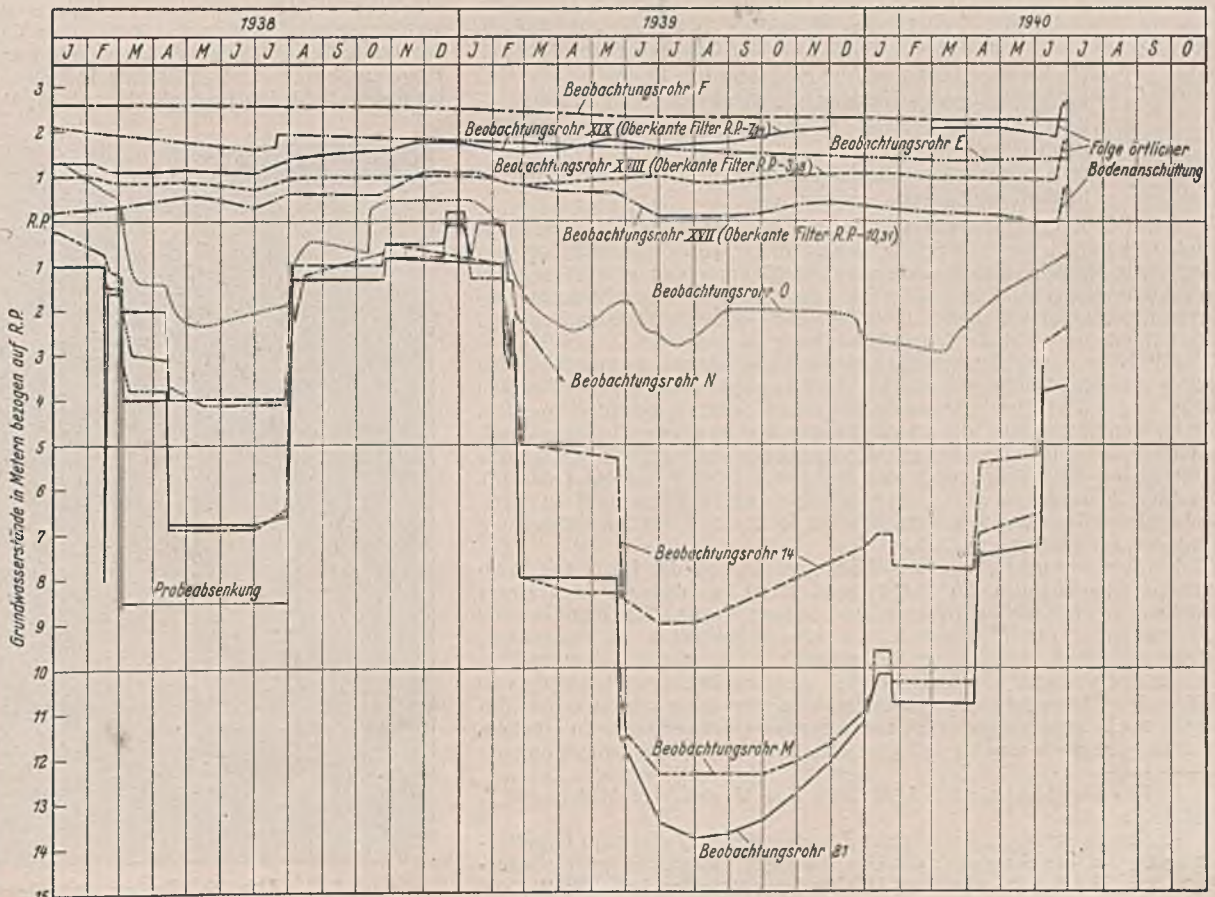


Abb. 17. Auf dem linken Maasufer während der Ausführung beobachtete Wasserstände.

selbst, sondern nur die Setzungsunterschiede der Pfähle für den Zustand der in Betracht kommenden Bauwerke maßgebend sind, kam man zu dem Schlusse, daß man für die Ausführung des Landtunnels am linken Ufer den Grundwasserspiegel ohne besondere Vorkehrungen absenken durfte — abgesehen von der Einhaltung eines sorgfältig erwogenen Plans für die Aufeinanderfolge der Teilabsenkungen. Die regelmäßig während der Ausführung durchgeführten Beobachtungen haben sowohl die oben ausgesprochene Erwartung als auch die Richtigkeit der vorhergesagten Pfahlsetzungen bestätigt (Abb. 16 u. 17).

h) Geologische Betrachtungen.

Der Vollständigkeit halber sei bemerkt, daß die Bodenuntersuchung der tieferen Schichten auch für die Geologie von Wert war. So war es erst jetzt das erstmal möglich, in den westlichen Niederlanden einen vollständigen Übergang vom Diluvium zum Alluvium an Hand von Pollenuntersuchungen nachzuweisen¹⁹⁾.

Voruntersuchungen über die Absenkung des Grundwasserspiegels.

Bereits während der Ausführung der Probebohrungen für die Bodenuntersuchungen wurde erwartet, daß eingehende Untersuchungen auch zur Feststellung der Grundwasserverhältnisse nötig sein würden. Denn damals schon hatten Wasserstandsbeobachtungen gezeigt, daß sich auf dem rechten Ufer zwischen den größeren Sandschichten unterhalb von R. P. — 16,0 m und in den darüberliegenden, hauptsächlich aus feinem Sand bestehenden Schichten nur wenige undurchlässige Trennungslagen befinden müssen, während auf dem linken Ufer die höher liegenden Schichten als undurchlässig angesehen werden durften. Ebenso wie an anderen Stellen in Rotterdam kann daher das Grundwasser in den groben Sandlagen (das „tiefe“ Grundwasser) als gespanntes Wasser angesehen werden. Für die Untersuchung, ob im tiefen Grundwasser eine Absenkung durchzuführen war, genügte daher eine Probeabsenkung von geringem Umfang, da für gespanntes Druckwasser Druckverminderung und Wasserentziehung verhältnismäßig sind. Darum wurde auf beiden Ufern in je ein Bohrloch ein Saugbrunnen eingebaut und mit einer reichlichen Anzahl in verschiedene Bodenschichten reichender Beobachtungsrohre umgeben. Diese Rohre waren u. a. in einem Achsenkreuz angeordnet, dessen Schnittpunkt der Saugbrunnen bildete. Die für die Berechnung der zu pumpenden Wassermengen wichtige Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten konnte so auf jedem Ufer bestimmt werden.

Mit Hilfe einer einfachen Pumpanlage konnten Wassermengen bis zu 80 m³/Stde. abgepumpt werden. Die Auswertung der Wasserstandsbeobachtungen machte es, da die Wasserstände infolge der Gezeiten regelmäßigen Schwankungen unterworfen waren, nötig, die von Steggewentz²⁰⁾ entwickelten Theorien anzuwenden, denen zufolge für ein Beobachtungsrohr die Beziehungen gelten

$$\frac{h - l_v}{2} = a \cdot \frac{H - L_v}{2}$$

$$\frac{h + l_v}{2} = b \cdot \frac{H + L_v}{2} + c,$$

wobei H = Hochwasserstand des Außenwassers (im Fluß),
 L_v = vorausgegangener Niederwasserstand des Außenwassers,
 h = dem Hochwasserstand H entsprechender Wasserstand im Beobachtungsrohre,
 l_v = dem Niederwasserstand L_v entsprechender Wasserstand im Beobachtungsrohre.

Aus Beobachtungen, die vor Beginn des Pumpversuchs angestellt wurden, konnten die Beiwerte a , b und c für jedes Beobachtungsrohr festgestellt werden. Sie wurden verwendet, um einen gemessenen abgesenkten Wasserstand mit dem für den gleichen Augenblick zu berechnenden, nicht abgesenkten Wasserstand zu vergleichen und an dem Unterschied die wirkliche Spiegelabsenkung zu ermitteln.

Mit Hilfe der wirklichen Spiegelabsenkung konnte an verschiedenen Stellen in durchlässigem Sand der Wert $k \cdot h$ (Durchlässigkeitsziffer von Darcy und Mächtigkeit der wasserführenden Schicht) ermittelt werden, der für die Berechnung der zu fördernden Wassermengen benötigt wird, und ferner auch für einen bestimmten Punkt die Abhängigkeit der Spiegelabsenkung von der Fördermenge der Pumpen festgelegt werden (Abb. 18). Der Wert h wurde zu rd. 0,0007 m/sek auf beiden Ufern und in allen beobachteten Richtungen gefunden. Die Reichweite der Spiegelabsenkung wurde zu rd. 1500 m ermittelt.

Bei der Versuchsanlage war dafür gesorgt, daß der Filter der Saugbrunnen ausschließlich im tiefen Sand stand, so daß aus den Deckschichten unmittelbar kein Wasser entnommen wurde. Der Pumpversuch gab also über die Möglichkeit, die oberen Schichten zu entwässern, keinen Aufschluß, wenn auch festgestellt wurde, daß auf dem rechten Ufer in der sandigen Deckschicht eine gewisse Druckverminderung entstand. Der Hauptgrund der Pumpversuche war denn auch, für das Entwerfen der Brunnenanlage in der tiefen Sandschicht Unterlagen zu erhalten, da man annehmen mußte, daß eine sehr tief reichende Entwässerung der

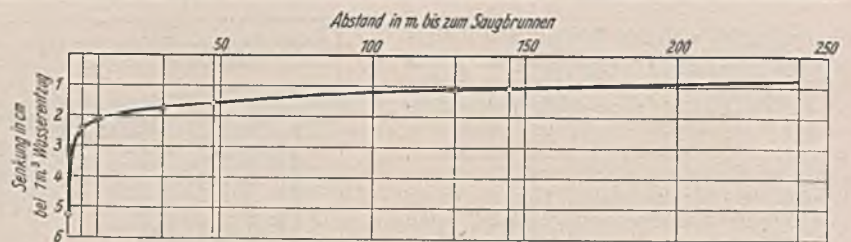


Abb. 18. Spiegelabsenkung während der Probeabsenkung.

groben Schichten nötig sein würde, um das Aufbrechen der Baugrubensohle zu verhindern. Die Entwässerung der sandigen Deckschichten (k schätzungsweise zu 0,00005 m/sek angenommen) war nur von Bedeutung für die Verminderung des Wasserdruckes auf die Spundwände und konnte auf keinen Fall erhebliche Wassermengen in Bewegung setzen. Man hielt es für wahrscheinlicher, daß man diese geringen Wassermengen — falls die Filterbrunnen in diesen Schichten überhaupt wirksam waren — mit bis zum Gelände reichenden Filtern abzupumpen oder nötigenfalls eine ergänzende Brunnenreihe dafür vorzusehen haben würde.

Ebenso wenig gab der Pumpversuch über die Frage Aufschluß, ob die wertvollen Anpflanzungen in der Umgebung der Tunnelbaustelle durch Wassermangel leiden könnten. Vorsichtshalber wurden darum während der Ausführung Maßnahmen für eine etwa nötige Berieselung oder Bepflanzung getroffen. Die oberste Lage der Deckschichten hat aber das Wasser genügend festgehalten, so daß es nur in bescheidenem Maße nötig war, von diesen Vorsichtsmaßnahmen Gebrauch zu machen.

Bei der Ausführung und während des Betriebes der endgültigen Grundwassersenkungsanlage ergab sich ferner, daß die Trennschicht zwischen den groben und feinen Sandschichten nicht so undurchlässig war, daß das Wasser aus den oberen Schichten nicht durch senkrechte Filterung ohne Schwierigkeiten auf dem Wege durch den groben Sand hätte abgepumpt werden können. Die Überlegung, daß diese Trennschichten wohl zu wenig durchlässig sind, ihre Fläche aber ein Vielfaches des Querschnitts aller Brunnen beträgt, mag diese Erscheinung nachträglich wohl erklären.

Soweit das ziemlich überschlägliche Verfahren für die Messung der während der Bauarbeiten geförderten Wassermengen es zuließ, wurde festgestellt, daß zwischen den Vorausberechnungen und den Betriebsergebnissen der Grundwassersenkungsanlage gute Übereinstimmung herrschte. Wissenswert ist ferner noch die Tatsache, die man bereits während des Pumpversuchs glauben feststellen zu können, daß die Sohle der Maas und der Hafenbecken sich als so dicht erwies, daß die Wasserabsenkung durch die Nähe der offenen Gewässer kaum beeinflußt wurde und daß während der Grundwassersenkung auf dem rechten Ufer keine Spiegeländerung auf dem linken Ufer festgestellt wurde und umgekehrt.

Kachelverkleidung.

Die Forderung, die kostspielige Tunnelbeleuchtung bis zum höchstmöglichen Grad auszunutzen, erfordert größte Sorgfalt bei den Verkleidungen von Wänden und Decken im Verkehrsraum. Für die Auswahl der am besten geeigneten Verkleidung war es erwünscht, während eines längeren Zeitraums vergleichende Proben anzustellen, die es ermöglichen sollten, sowohl den Baustoff als auch das Verhalten der Verkleidung unter



Abb. 19. Proben der Wandbekleidung.

¹⁹⁾ F. Florschütz und J. M. van der Vlerk, De Maastunnel 2, 1938/39, S. 142.

²⁰⁾ Steggewentz, Beitrag zur Kenntnis des Einflusses der Gezeitenbewegung auf die Steighöhe des Grundwassers. Rapporten en mededelingen van het Ryksbureau voor Drinkwatervoorziening 1929, Nr. 9.

der Wirklichkeit möglichst entsprechenden Verhältnissen zu beurteilen. Zu diesem Zweck wurde bereits frühzeitig ein Erprobungsstand aus Eisenbeton mit Wand- und Deckenflächen gebaut. An ihm konnten von den in Frage kommenden Lieferwerken Verkleidungsplatten angebracht werden (Abb. 19). Die Untersuchung erstreckte sich auf gebrannte Tonkacheln, emaillierte metallene Kacheln, Glaskacheln, Mauerglasuren und Farb-anstriche.

Die nachstehenden Anforderungen wurden an die Verkleidung gestellt;

- a) sie soll eine glatte, ebene, geschlossene Oberfläche haben, die bei auffallendem Licht nicht glänzt und nicht beschrieben werden kann;
- b) sie soll frost-, säure-, fett-, haarriß- und rostfrei sein und demzufolge u. a. leicht zu reinigen sein;
- c) sie soll eine weiße oder helle Elfenbeinfarbe haben und sich nicht verfärben;
- d) sie soll widerstandsfähig gegen rohe Behandlung und stoßfest, unempfindlich gegen Bekratzen und nicht dicker als 2,5 cm sein.

Schließlich mußte damit gerechnet werden, daß die Verkleidung erst nach Vollendung der Betonierung aufgebracht werden konnte. Die Verkleidung der Deckenflächen durfte sich unter keinen Umständen lösen können.

Schon ziemlich früh zeigte sich, daß die angebotenen Farbanstriche und Mauerglasuren für den gedachten Zweck ungeeignet waren, da sie sich verfärbten, bald ein unscheinbares Äußeres zeigten und mit der Putzunterlage zusammen Risse bekamen.

Glaskacheln, soweit sie mit einer Oberfläche wie gehämmertes Metall versehen sind, entsprachen besonders gut den unter a bis c gestellten Anforderungen. Auch für die Art der Befestigung wurde eine brauchbare Lösung gefunden. Diese darf nämlich nicht vollkommen starr sein, da sonst infolge nicht zu vermeidender Setzungen in der Unterlage das Glas unwiderruflich zerbricht. Als nachgiebiges Befestigungsmittel kommt ein geeignetes Bitumen in Frage. Es blieb aber die Befürchtung, daß beim Streifen der Wand durch schnell fahrende Kraftwagen oder bei roher Behandlung die zwar sehr stoßfesten Kacheln splintern würden und eine Gefahrenquelle bilden könnten, so daß schließlich von der Verwendung Abstand genommen wurde.

Genügend ebene emaillierte metallene Kacheln herzustellen, erwies sich als recht schwierig. Augenscheinlich ebene Kacheln zeigten bei im spitzen Winkel einfallenden und zurückgeworfenem Licht störende Unebenheit. Dies ist durch die Herstellungsart bedingt²¹⁾, bei der die Güte der verwendeten Stahlplatte, die Art des Schmelzüberszugs, die Anzahl der aufgetragenen Schichten, die Temperatur beim Brennen und die Lage der Kacheln während des Brennens eine Rolle spielen. Bei Beschädigungsversuchen ist verschiedentlich die Emaille abgesprungen oder hat dünne Stellen bekommen, die nach einiger Zeit Rostbildung zeigten. Einige Arten hatten auch schon anfangs dünne Stellen, die auf die Dauer rostfärbig wurden. Auf scharfen Kanten oder Einfassungen mit kleinem Halbmesser haftet Emaille weniger gut als an anderen Stellen; diese sind dementsprechend die schwächsten Punkte in der Kacheloberfläche. Jedoch sind sie nicht zu vermeiden, denn da ein Haften von Kachel und Mörtel nicht oder kaum erreicht wird, müssen Einfassungen die notwendige Verankerung der Kacheln in der dahinter befindlichen Mörtelschicht sicherstellen. Als es sich herausstellte, daß diese Kacheln sich preislich nicht viel billiger stellten als die noch übrige Gruppe der gebrannten Tonkacheln, wurde deshalb von ihrer Verwendung Abstand genommen.

Eine umfangreiche Auswahl gebrannter Tonkacheln wurde untersucht. Auch hier zeigte es sich, daß es nicht einfach ist, Kacheln mit der verlangten ebenen Oberfläche herzustellen. Beim Brennen entstehen verschiedentlich Krümmungen, beim Aufbringen der Glasurschichten führen einige der angewendeten Verfahren zur Bildung störender Tropfkanten und schließlich beeinträchtigten bei einigen Arten die an der Rückseite der Kacheln befindlichen Vertiefungen, die das Haften fördern, bei Streiflicht das Äußere der Wandoberfläche. Schließlich fiel die Wahl auf eine Kachel, die hohen Anforderungen in der Farbe entspricht, die nicht glänzt, an der Schmutz nicht leicht haftet und die sich nicht beschreiben läßt. Diese Kachel hat etwa 2 mm tiefe, ziemlich schwalbenschwanzförmig verlaufende Vertiefungen in der Rückseite, die das Haften an der Mörtel-

schicht, in die die Kacheln eingesetzt werden, bedeutend fördern; es war unmöglich, eine solche Kachel im ganzen von dem Untergrund zu lösen. Die Vertiefungen haben deshalb eine besonders große Bedeutung, weil die Verwendung von Kacheln mit möglichst wenig Poren erwünscht ist, weil sie zwar schlecht haften, aber sehr frostbeständig sind und keine Haarrisse bekommen.

Die Untersuchung der übrigen Eigenschaften wurde in Zusammenarbeit mit der von Dr. K. Zimmermann geleiteten Reichsprüfanstalt und Auskunftsstelle für das Ton- und Töpfergewerbe in Gouda vorgenommen. Die Härte der Glasur wurde bestimmt nach der Stufenreihe von Mohs, die Wasseraufnahme in vom Hundert des Gewichts der Kacheln, der Widerstand gegen fünf aufeinanderfolgende plötzliche Abkühlungen von 100° auf 0° C, die Beständigkeit gegen Haarrisse im Dampftopf und nach dem Verfahren von Harkort und schließlich der Widerstand gegen wiederholtes Gefrieren.

Da diese letzteren Feststellungen mit viel Zeit- und Kostenaufwand verbunden waren, wurden sie, nachdem die Voruntersuchungen die ordnungsmäßige Übereinstimmung der Ergebnisse erwiesen hatten, durch „künstliche Gefrierversuche“ ersetzt. Hierbei werden die Kacheln nach halbstündigem Kochen in einer bei 20° gesättigten Lösung von Na₂SO₄ und nach Abkühlung aus der Flüssigkeit herausgenommen, in einem Trockenofen auf 105° erhitzt, von neuem abgekühlt und wieder in die satte Na₂SO₄-Lösung gestellt. Sie müssen nach fünfmaliger Wiederholung des Versuchs unbeschädigt bleiben.

Auf die Beständigkeit gegen Haarrisse wurde besonderer Wert gelegt, weil sich dieses Übel oft erst nach Jahren zeigt und sowohl das Äußere der Kacheln wie auch die Lichtspiegelung stark beeinträchtigt. Die Ursache ist:

1. der Unterschied in der Ausdehnungsziffer von Scherbe und Glasur und
2. die Dehnung der Scherbe durch allmähliche Wasseraufnahme²²⁾.

Besonders letzteres ist der Grund für die erst nach Jahren auftretenden Haarrisse.

Die Dehnung der Scherbe wird gezeigt durch die Kochprobe im Dampftopf, bei der die Wasseraufnahme unter hohem Dampfdruck bei hoher Temperatur beschleunigt wird. Es bedarf keiner besonderen Erwähnung, daß in dieser Hinsicht einem möglichst dichten Gefüge der Scherbe große Bedeutung beizumessen ist. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tafel 5 zusammengefaßt; für jede Untersuchung wurden 10 Probestücke verwendet.

Auf Grund der Untersuchungen wurde Kachel E gewählt, wobei für die Lieferung zur Bedingung gemacht wurde, daß die Wasseraufnahme unter 3% bleiben und der im Dampftopf auszuhaltende Dampfdruck mindestens 15,3 at betragen müßte.

Inzwischen war mit der Wahl der Kachelart die Frage der Befestigung, besonders an den Deckenflächen, noch nicht völlig geklärt. Es handelt sich hierbei nicht nur um die Haftung zwischen Kachel und Mörtelschicht, sondern vielmehr um die Haftung zwischen Mörtelschicht und Untergrund, die ungünstig beeinflußt wird durch ungleiches Schrumpfen zwischen dem erhärteten Untergrund und der erhärtenden Mörtelschicht. Es hat sich gezeigt, daß hier eine wirksame Verbesserung zu erreichen ist durch Verwendung einer porösen Zwischenschicht. Hierzu wurden aus Schamotte hergestellte, etwa 1 cm dicke Kacheln verwendet, die unter den Bewehrungseisen auf die waagerechte Schalung der Decke verlegt wurden.

Obwohl beim Verlegen der Kacheln auf dem in obiger Art vorbereiteten Untergrund sehr befriedigende Ergebnisse erreicht wurden, wurde trotzdem von der Verwendung von Kacheln für die Deckenflächen Abstand genommen, auch aus der Erwägung heraus, daß bei dem Ausmaß der auszuführenden Arbeiten (etwa 20 000 m²) Fehler in der Ausführung vorkommen können, die den Verkehr gefährden könnten, besonders bei dem bedeutenden Gewicht der Kachelverkleidung.

Aus diesem Grunde mußte noch nach Beginn der Tunnelarbeiten die Aufgabe gelöst werden, eine noch zuverlässigere Verkleidungsart für die Deckenflächen zu finden. Außer Betracht blieben sehr kostspielige Lösungen, wie z. B. die Deckenverkleidung aus in Bronze gefaßten Glaskacheln der

²²⁾ Dr.-Ing. R. Pangels, Über Qualitätssteigerung der keramischen Wandplatten und Wandbeläge. Lübeck-Dänischburg 1937, Villeroy & Boch.

Tafel 5. Ergebnisse der Versuche mit den angebotenen gebrannten Tonkacheln A bis K.

Bezeichnung der Proben	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	Bemerkungen
Härte der Glasuren (Mohs)	5,6	5,0	5,0	4,9	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	Durchschnitt aus 10 Proben
Wasseraufnahme in % des Gewichtes	2,9	6,1	5,6	5,9	5,3	10,2	12,1	0,75	0,6	0,55	0,2	Durchschnitt aus 10 Proben
Widerstand gegen Temperaturwechsel	0	0	0	0	0	3	1	0	0	0	0	Beschädigt von 10 Proben
Dampftopfprobe	> 18,8	> 18,8	> 18,8	12,4	12,4	12,4	9,9	> 18,8	15,3	> 18,8	15,3	Ohne Ribbildung ausgehaltener Dampfdruck in at
Haarrißprobe nach Harkort	> 300°	> 300°	> 300°	> 300°	> 300°	180°	220°	160°	200°	180°	> 300°	Ohne Ribbildung ausgehaltene Temperatur in °C
Künstliches Gefrieren	b	b	b	b	b	n b	n b	b	b	b	b	b = beständig, n b = nicht beständig

neuesten New-Yorker Tunnel, oder zeitraubende Verfahren, wie z. B. zu verschraubende Verkleidungen. Man war bestrebt, einen verbesserten Putz oder Anstrich zu finden. Hierzu wurde die Chemische und farbertechnische Versuchsanstalt und Beratungsstelle in Haarlem, die von Dr. J. Rinse und W. Dorst geleitet wird, hinzugezogen.

Nach vorhergehenden Einzelversuchen ist es dieser Anstalt gelungen, eine weiße Zementpaste zusammenzustellen, die sich leicht anrühren und auf den dafür bestimmten Deckenflächen verarbeiten ließ. Vorausichtlich wird dieses Verfahren allen Anforderungen gerecht werden. Ein Nachbearbeiten von schadhafte Stellen ist hierbei ohne weiteres möglich, so daß, wenn auch der Putz nicht so haltbar sein sollte wie eine Kachelverkleidung, eine Ausbesserung unschwer ausführbar ist. Der niedrigere Preis gegenüber der Kachelverkleidung spielt hierbei auch eine Rolle.

Ein gewöhnlicher Zementputz erhärtet zwar schnell und ist für Witterungseinflüsse unempfindlich, hat jedoch den Nachteil, daß er leicht Haarrisse bekommt und daß außerdem die Oberfläche derart porös bleibt, daß sie schnell verschmutzt und schwer zu reinigen ist. Bei der zusammengestellten Paste wurde deshalb weißer Zement verarbeitet mit einem Bindemittel, das dem Putz die erwünschte Nachgiebigkeit und ein dichtes Gefüge verleiht. Als geeignet erwies sich Methylzellulose in Wasser gelöst, während weiter noch weiße Füllstoffe zugesetzt werden, die die Nachgiebigkeit erhöhen.

Beleuchtungsfragen.

Die besondere Beschaffenheit der zu beleuchtenden Strecken erforderte eingehende Untersuchungen. Die Städtischen Elektrizitätswerke haben hierbei beratend mitgewirkt. Die Anordnung der Lampen, und zwar im oberen Teil der Seitenwände, wurde übernommen von anderen Tunneln



Abb. 20a. Gleichmäßige Belichtung des Tunnelmodells.

Kraftwagen befahren wurden, haben ergeben, daß das gesteckte Ziel durch die Anordnung einer Zusatzbeleuchtung in der Decke der Einfahrten zu erreichen ist. Auf einer Strecke von 40 bis 45 m, die bei einer Geschwindigkeit von beispielsweise 60 km/Stde. in etwa 2,5 sek durchfahren wird, hat das Auge genügend Gelegenheit sich umzustellen²³⁾. Die Beleuchtungsstärke durch die künstliche Beleuchtung beträgt in dieser Entfernung auf der Fahrbahn etwa 1000 Lux und sinkt allmählich ab auf 40 Lux im Tunnel. Dadurch, daß die Lichtstrahlen der Deckenleuchten ein wenig entgegengesetzt zur Fahrtrichtung geworfen werden, ergibt sich, vom Fahrer aus gesehen, eine große Heiligkeit der Fahrbahn. Weiter entsteht ein Gegensatz zwischen der Heiligkeit der künstlich nicht beleuchteten senkrechten Flächen, der etwa auf der Fahrbahn befindlichen Fahrzeuge und der waagerechten Fläche der Fahrbahn selbst. Hierdurch wird der Überblick erleichtert. Die Zusatzbeleuchtung für jede Einfahrt besteht aus insgesamt 45 Natriumlampen von 10000 Lumen.

Für die Ausfahrten ist eine ergänzende Beleuchtung nicht notwendig, weil sich das Auge bereits im Tunnel durch das einfallende Tageslicht etwas umstellt. Günstig ist, daß die Ausfahrten so liegen, daß eine Blendwirkung durch unmittelbare Sonnenstrahlen nicht möglich ist. Erforderlichenfalls könnte auch die Fahrbahn in den nicht überdeckten Auffahrten eine dunkle Farbe erhalten.

Zur Bestimmung der Beleuchtungsart in den Rolltreppenschächten wurde ein Modell im Maßstab 1:10 angefertigt, in dem verschiedene Lampenarten daraufhin untersucht wurden, ob sie eine gleichmäßige Beleuchtung liefern könnten, ohne daß besonders die abwärts gehenden Personen geblendet würden. Hierbei stellte sich gleichzeitig heraus, daß in einem solchen, in einem Winkel von 30° abfallenden Schacht sich verschiedene perspektivische Eigenarten ergeben, die sich ohne Modell wahrscheinlich erst im fertigen Bauwerk gezeigt hätten.



Abb. 20b. Lichte und dunkle Ringe im beleuchteten Tunnelmodell.

mit ähnlichen Verkehrsräumen. Hierdurch wird eine unmittelbare Beleuchtung sowohl der gegenüberliegenden Wand wie auch der Decke und der Fahrbahn erreicht. Zwecks Feststellung eines günstigen Verhältnisses zwischen der Leuchtkraft und der Entfernung der Lampen sowie dem Gleichmaß der Beleuchtung wurden zur Ergänzung der Berechnungen Versuche an einem Modell im Maßstab 1:10 vorgenommen (Abb. 20a u. b). Hierbei zeigte es sich, daß bei Anordnung der Lampen paarweise einander gegenüber in etwas größerer Entfernung abwechselnd helle und dunkle Abschnitte in der Tunnelröhre entstehen. Diese Lösung ist schön und verursacht beim Befahren des Tunnels die Empfindung, daß das Licht flackert. Eine versetzte Anordnung ergab eine bessere Lichtwirkung. Hierbei wurde unter Berücksichtigung der Unterbrechungen des Lichtes durch Kraftwagen und zur Vermeidung zu scharfer Gegensätze die Entfernung der Lampennischen voneinander auf 6 m festgesetzt. Die Beleuchtungsstärke auf der Fahrbahn wird durchschnittlich etwa 40 Lux betragen, wenn alle Lampen (Natriumlampen von 2500 Lumen) brennen. Für die Tunnel für Radfahrer und Fußgänger wurde dieselbe Beleuchtungsart wie für die Kraftwagenfahrbahnen verwendet. Die Entfernung der Lampennischen beträgt hier gleichfalls 6 m, die Beleuchtungsstärke wird jedoch erhöht durch die Verwendung von gewöhnlichen Metallfadenlampen.

Der Einfluß des Tageslichtes in der Nähe der Ein- und Ausfahrten wurde in dem im Rohbau vollendeten Bauwerk untersucht. Da die Anordnung eines Vorbaues, der eine allmähliche Herabminderung des Tageslichtes bis auf die Stärke des Kunstlichtes im Tunnel bezweckt²³⁾, kostspielig und auch schönheitlich wenig befriedigend gewesen wäre, wurde von Anfang an damit gerechnet, daß der Übergang durch eine Erhöhung der Beleuchtungsstärke erzielt werden müßte. Die Versuche, bei denen unter Anwendung verschiedener Beleuchtungsarten die Einfahrten mit

Die rechtzeitige Erkenntnis dieser Erscheinungen war notwendig, da man aus der Überlegung heraus, daß Personentunnel mit ihren Zugängen sich am besten für eine ruhige Betrachtung des gesamten Bauwerks durch die Benutzer eignen, bestrebt war, diese Teile künstlerisch besonders gut zu gestalten. Den festgestellten störenden Wirkungen durch waage- und senkrechte Linien, die beispielsweise durch die Einteilung der Kachelverkleidung verursacht waren, konnte man dadurch begegnen, daß möglichst wenig Linien betont werden, die eine andere Neigung hatten als die im Winkel von 30° abfallenden Treppengewänge.

Elektrisches Schweißen.

Das elektrische Schweißverfahren wurde beim Tunnelbau in reichlichem Maße angewendet, und zwar hauptsächlich bei der Herstellung des wasserdichten stählernen Mantels für den Flußtunnel. Es ergaben sich zwei Schwierigkeiten, die nur durch Versuche zu lösen waren.

Bevor man mit der Ausführung des Stahlmantels anfangen konnte, mußte festgestellt werden, ob das gewählte Verfahren, bei dem Stahlplatten auf ein mit Beton gefülltes Gitter aus I-Trägern aufzuschweißen waren, nicht dermaßen hohe Schrumpfspannungen herbeiführen würde, daß Risse in den Schweißnähten zu befürchten waren. Zu diesem Zweck wurde eine ganze Probefläche ausgeführt und die eintretenden Formveränderungen gemessen. Obwohl es sich hierbei zeigte, daß ziemlich hohe Schrumpfspannungen entstehen, konnten keinerlei Risse beobachtet werden, so daß die Ausführung nach dem ursprünglich in Aussicht genommenen Verfahren vorgenommen werden konnte. Auch während der Ausführung sind Risse nicht entstanden.

Ein Teil der Schweißarbeiten mußte in einem unter erhöhtem Luftdruck stehenden Raum ausgeführt werden, so daß zu klären war, ob

²³⁾ van Riemsdijk und van Bruggen, Eine Beleuchtungsfrage. Polytechnisch Weekblad 1934, S. 188.

²⁴⁾ Ceiling louvers graduate light at tunnel entrance. Electrical World vom 24. September 1938.



Abb. 21a. Schweißraupen von gewöhnlichen Elektroden bei verschiedenem Luftdruck.

dabei die Güte der Schweißung nicht leiden würde. Da zuverlässige Unterlagen hierüber nicht zu bekommen waren, wurden in Zusammenarbeit mit Willem Smit & Co., Transformatorenfabrik N.V. in Nymwegen, Untersuchungen in einer Krankenschleuse für Druckluftarbeiter angestellt²⁵⁾. Diese Untersuchungen haben ergeben, daß gewöhnliche verkleidete Elektroden für diesen Zweck nicht geeignet sind, weil sie bei zunehmendem Überdruck immer mehr spritzen und poröse Schweißungen ergeben (Abb. 21a). Auch die mechanischen Eigenschaften des abgeschmolzenen Werkstoffes wurden minderwertig.

Versuche mit Schiffsankern.

Eine Angelegenheit von sehr bedeutenden finanziellen Folgen ist die der Festsetzung der geringsten für den Flußtunnel erforderlichen Überdeckung. Hierbei spielt eine Rolle die Gefahr der Beschädigung des Tunnels durch ausgeworfene oder geschleppte Schiffsanker. Auch über diesen Punkt ergaben weder das Schrifttum noch eine Nachfrage bei Sachverständigen der Seeschifffahrt einen vollständigen Überblick. Deshalb wurden schon frühzeitig Betrachtungen und Untersuchungen angestellt, die Klarheit bringen sollten.

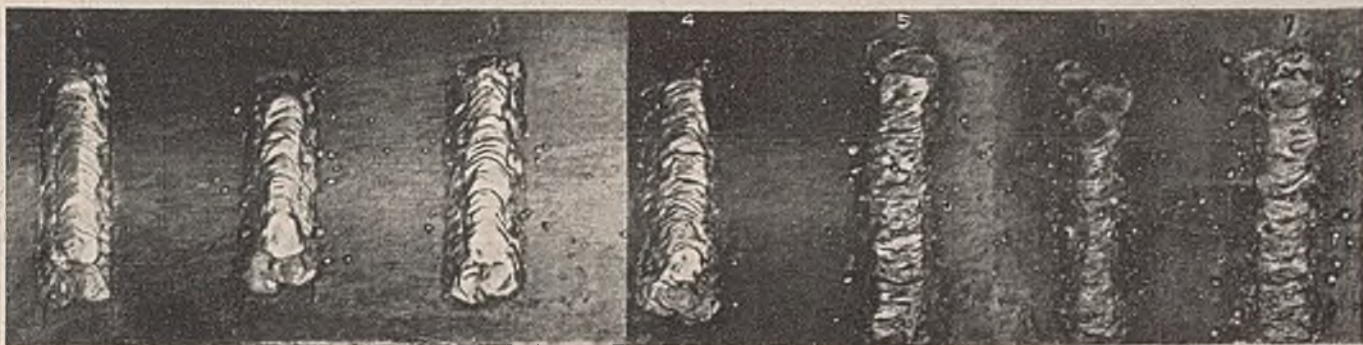


Abb. 21b. Schweißraupen von Sonder Elektroden bei verschiedenem Luftdruck.

Deshalb mußte eine andere Elektrodenart ausfindig gemacht werden, die nicht diese Nachteile hat. Ausgehend von der naheliegenden Vermutung, daß die größere Menge und der erhöhte Druck des in der Druckluft vorhandenen Sauerstoffes den Verbrennungsvorgang beschleunigen, ist es gelungen, die Bekleidung und die Abmessungen der Elektroden so zu wählen, daß innerhalb eines bestimmten Druckgebiets

Für große Schiffe sind fast ausschließlich Anker ohne Stock in Gebrauch in Bauarten, wie sie in Abb. 22 dargestellt sind. Die Abmessungen werden von der Wasserverdrängung des Schiffes bestimmt. Vorausgesetzt, daß kaum Schiffe von mehr als 30 000 Tonnen über den Tunnel hinaus stromaufwärts fahren werden, kann damit gerechnet werden, daß die in Betracht kommenden Anker nicht schwerer als etwa 7,5 t sein und keine größeren Abmessungen haben werden als die abgebildeten. Wenn man einen solchen Anker fallen läßt, so wird er nur wenig in den Sandboden eindringen und keine unzulässige Stoßkraft auf den Tunnel ausüben. Wird dann an dem Anker gezogen, so ist es für die weiteren Betrachtungen am ungünstigsten, wenn, wie es üblich ist, die Ankerkette über eine längere Strecke auf dem Boden liegt.

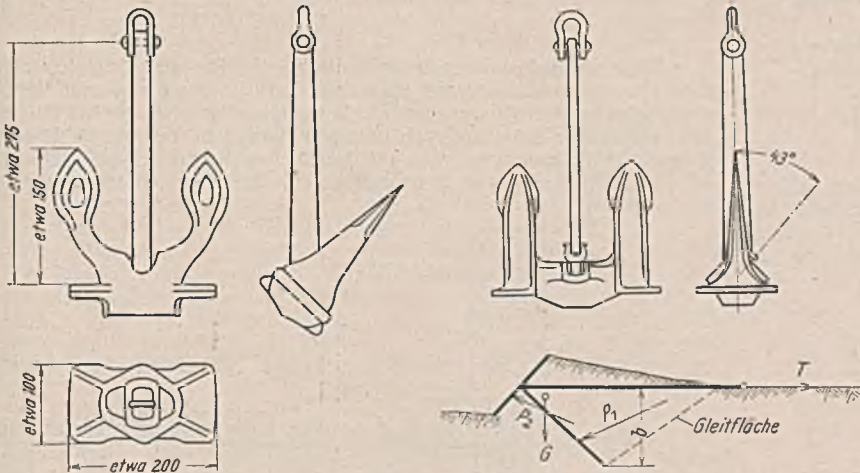


Abb. 22. Ankerbauweisen für große Schiffe, Kräfteverteilung beim Schleppen eines Ankers.

In diesem Fall werden die in Abb. 22 dargestellten Kräfte auf den Anker wirken, sobald er faßt; diese Kräfte verursachen alle eine umdrehende Bewegung, bei denen der Anker sich eher aus dem Boden herausdreht als umgekehrt. Es ist also nicht wahrscheinlich, daß der Anker viel tiefer in den Boden eindringt als die mit *b* bezeichnete Tiefe, d. h. bei den in Rede stehenden Ankern etwa 1,10 m.

Ein Versuch mit einem 0,4 t schweren Anker, der zur Erleichterung der Beobachtung in losem Sand und über Wasser ausgeführt wurde, hat die obigen Betrachtungen bestätigt. Dadurch, daß nicht jeder der beiden Arme des Ankers auf den gleichen Bodenwiderstand stieß, grub sich der eine Arm jeweils tiefer ein, und der andere arbeitete sich aus dem Boden heraus, so daß nach Zurücklegung einiger Entfernung der gezogene Anker eine halbe Umdrehung gemacht hatte. Auf Grund dieser Feststellungen wurde die Überdeckung des Tunnels auf 1,50 m festgesetzt. Selbstredend darf sie nicht in bedeutendem Maße abnehmen, ohne daß Gefahren entstehen. Sollten Ansätze zum Abscheuern festgestellt werden, so kann eine Verstärkung durch eine Steinschüttung oder dergleichen Abhilfe schaffen.

eine gute Schweißung gewährleistet ist. Diese Sonder Elektroden wurden seitdem mit ausgezeichnetem Erfolg auf der Baustelle verwendet (Abb. 21b).

²⁵⁾ Gerritsen und van Riet, Der Einfluß von erhöhtem äußerem Druck auf die Schweißbarkeit von Elektroden und die Güte der Schweißverbindungen. Smit Laschtydschrift 1939, S. 2.

Alle Rechte vorbehalten.

Grundwasserabsenkung und Bauschäden.

Von Regierungs- und Baurat Dr. J. Denner in Berlin.

1. Einleitung.

In einer Arbeit über die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen behandelt v. Terzaghi¹⁾ an Hand verschiedener praktischer Beispiele u. a. die Frage der Setzung bei schwebenden Gründungen auf weichen Schlamm- und Tonablagerungen. Zu diesen Untersuchungen und den darin angeführten praktischen Fällen ist in den folgenden Ausführungen aus dem Arbeitsgebiet der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements in Berlin ein lehrreiches Beispiel einer Gebäudesetzung, bei der die zutreffendsten Auswirkungen künstlicher Grundwasserabsenkung die wichtigste Rolle spielen, behandelt.

Fälle von Grundwasserabsenkungsschäden, bei denen vollständige Unterlagen, also rechtzeitig und regelmäßig durchgeführte Beobachtungen vorliegen, sind bis jetzt recht selten. Wenn auch bei dem vorliegenden Fall die zum Teil auf 70 Jahre zurückgehenden Unterlagen nicht ganz so vollständig sind, wie es wünschenswert wäre, um alle Einzelfragen restlos zu klären, so reichen sie doch aus, um den Ablauf der Vorgänge bis zu ihrer Endauswirkung, das heißt den ursächlichen Zusammenhang zwischen Grundwasserabsenkung und Bauschäden, grundsätzlich feststellen zu können. Es handelt sich außerdem um einen neuartigen Fall insofern, als für ein und dasselbe Gebäude und seinen Baugrund nicht nur eine einmalige Grundwasserabsenkung, sondern die achtmalige Wiederholung von Absenkung und Wiederanstieg des Grundwassers im Zeitraum von drei Jahrzehnten in Betracht kommt. Ein solches Beispiel ist bisher im Fachschrifttum noch nicht erörtert. Obwohl die Bedeutung der vorliegenden Untersuchungen weit über diesen Einzelfall hinausgeht, dürfen sie doch unter keinen Umständen als Bezugsfall für ähnliche Fälle verallgemeinert werden. Vielmehr muß in Anbetracht der örtlich außerordentlich verschiedenen Verhältnisse gerade innerhalb Berlins jeder Einzelfall als solcher betrachtet und untersucht werden.

Der äußere Sachverhalt war folgender. Das Haus A (Abb. 1), erbaut in den Jahren 1864 bis 1867 auf einem Faulschlammkolk, ist, nachdem sich bereits in der ersten Zeit nach Fertigstellung des Baues Schadenserscheinungen in Form von Rissen gezeigt hatten, in den Jahren 1934/1935 baufällig geworden. Etwa 200 m von dem Haus A entfernt, wurde in denselben Jahren (1934 und 1935) für die Errichtung des Neubaus B der Grundwasserspiegel um rund 13 m und dadurch gleichzeitig unter dem Haus A um rd. 8 m abgesenkt. Hierzu war zu untersuchen, ob und in welchem Ausmaße die Bauauffälligkeit des Hauses A auf die Grundwasserabsenkung bei B oder auf ungenügende und fehlerhafte Gründung des Hauses in dem ungünstigen Baugrund oder auf andere Ursachen zurückzuführen sei.

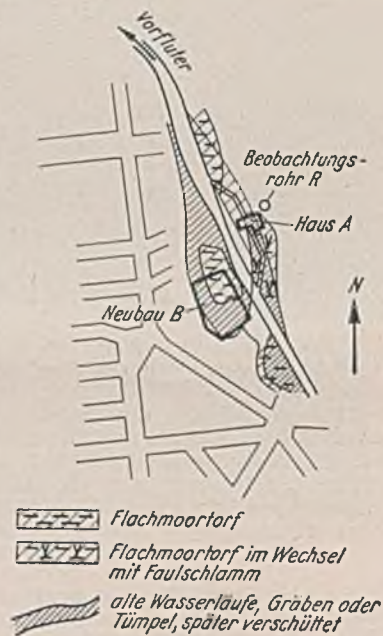


Abb. 1. Übersichtsplan.

2. Baubeschreibung und Lage des Hauses.

Das Haus A ist ein Gebäudeblock, der aus drei Teilen, einem westlichen und östlichen Flügel und dem mittleren Teilgebäude besteht (Abb. 2). Das letztere steht über einem 15 m breiten Vorfluter und unmittelbar auf einem Faulschlammkolk, also auf ausgesprochen schlechtem Baugrund (Abb. 3 u. 4). Beim Bau des Hauses in den Jahren 1864 bis 1867 wurde zuerst der westliche Flügel auf Senkkästen, dann der Ostflügel teils auf Senkkästen, teils auf gewachsenem Boden gegründet. Der Mittelbau wurde erst errichtet, als der Ostflügel bereits im Bau war. Er steht auf Gruppen von in sich verholzten Pfählen, die mit ihren Spitzen im Faulschlamm, vielleicht

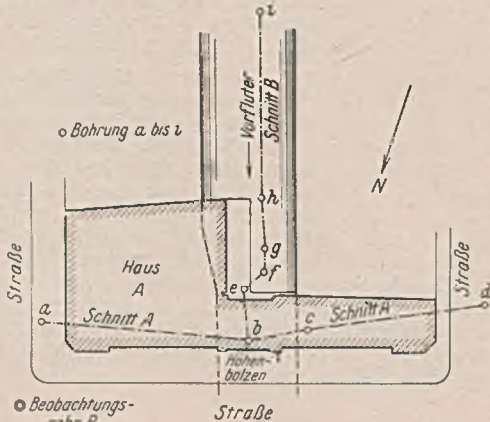


Abb. 2. Grundriß des Hauses A.

auch zu einem Teil in einer eingelagerten Sand-Kies-Linse (Abb. 3 u. 4) stecken. Bis zum Ende des Kolkes unterhalb der Pfahlspitzen ist, soweit erbohrt, der Faulschlamm noch einige Meter mächtig. Man hat es also mit schwebender Pfahlgründung zu tun. Auf den Pfahlbündeln ruhen gußeiserne Platten, die ihrerseits gußeiserne Säulen tragen. Diese Säulen bilden das Auflager der eisernen Unterzüge eines Trägernetzes, das diesen Gebäudeteil aufnimmt. Das seitliche Auflager für die Unterzüge bilden die Ufermauern des Vorfluters, deren Gründung auch auf Pfählen anzunehmen ist. Die Ufermauern haben sich im Laufe der Zeit ebenfalls gesetzt. Der Mittelbau ist am meisten geschädigt. Aus dem allmählichen Aufhören der Schadenserscheinungen vom Mittelbau nach den beiden Seitenflügeln zu sowie aus der Gründungsart des Ost- und Westflügels ist zu schließen, daß diese über den obersten auskeilenden Faulschlamm-schichten des Kolkes oder auf Sand oder aufgeschüttetem Schutt und Boden stehen. Zunächst seien die für die Schichtenveränderungen im Baugrund hauptsächlich in Betracht kommenden Einflüsse erörtert.

3. Geologischer Aufbau des Untergrundes.

Der mit alluvialen Absätzen erfüllte Faulschlammkolk gehört zu den unregelmäßigen Auswaschungen im Diluvium, die ehemals als sumpfige Niederungen, Altwasser und Altarme den heutigen Flußlauf sowie die anderen Vorfluter und Gräben innerhalb des heute bebauten Gebietes der Innenstadt im Berliner Urstromtal begleiteten. Der früher hohe Grundwasserstand, der in der Talniederung mit den offenen Gewässern unmittelbaren Zusammenhang hatte, hat zur Bildung von Mooren verschiedener Art und Grundwasserausscheidungen, wie Kieseisur, Diatomeenerde, Wiesenkalk und Faulschlammablagerungen, geführt.

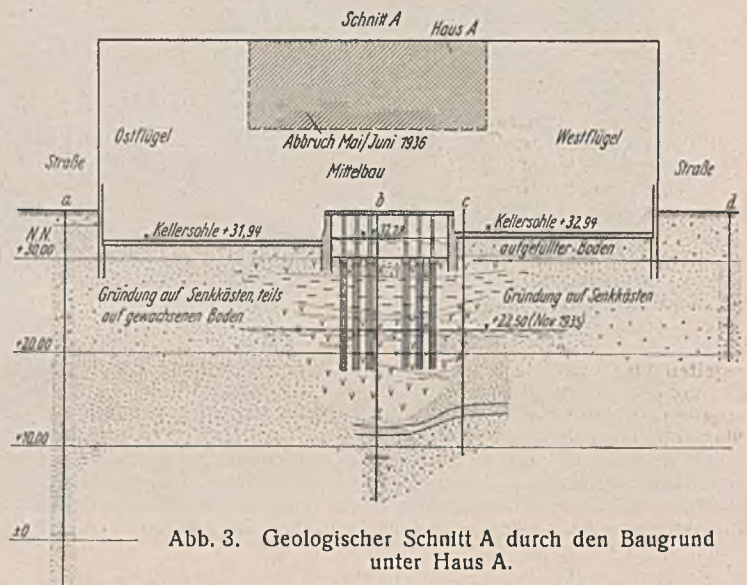


Abb. 3. Geologischer Schnitt A durch den Baugrund unter Haus A.

Diese ehemals nassen Sumpfniederungen, Torfmoore und vermoorten Schlenken wurden seinerzeit nach ihrer Entwässerung und nach Regelung der Abflüsse zur Verwertung als Baugelände mit Bauschutt aufgefüllt. Die schlechten Baugrundverhältnisse ließen sich nur durch besondere Arten von Gründungen, wie Pfahlroste, Senkbrunnen, Senkkästen usw., überwinden, und es ist augenscheinlich, daß die späteren Änderungen

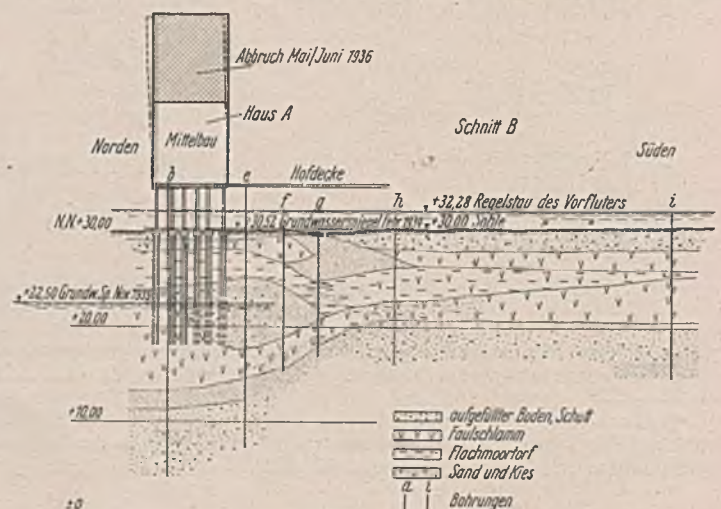


Abb. 4. Geologischer Schnitt B durch den Baugrund unter Haus A.

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 31, S. 475, und Heft 34, S. 517.

der Grundwasserverhältnisse sowohl auf die Haltbarkeit der Gründungen und damit der Häuser selbst als auch auf verschiedene Schichten im Untergrund für die Dauer nicht immer ohne Einfluß sein konnten.

Der Schichtenaufbau im Faulschlammkolk selbst unter Haus A ist in zwei Schnitten dargestellt (Abb. 3 u. 4). Die Schichten des Kokes wechseln in ihrer Zusammensetzung selbst auf geringste Entfernungen sehr stark. Außer feinsandigen Einlagerungen und einer sandig-kiesigen Zwischenlage sowie raschem Mächtigkeitwechsel der einzelnen Schichtglieder ist die wichtigste Erscheinung eine 4 m mächtige Flachmoortorfschicht. Die Faulschlammkolke sind meist nicht einheitliche Schichten von tonigen fetten Ablagerungen, sondern Schichtgemenge von fetten, tonigen und teilweise sandigen, d. h. wasserundurchlässigen und wasser-durchlässigeren Ablagerungen. Die Untersuchung der den Kolk umgebenden „Sandschichten“ ergab verschiedenkörnige Sandablagerungen, Feinsande und mittelfeine Sande mit häufigen Beimengungen grober Sande und Kiese.

Diese geologisch wichtigen Tatsachen sind von besonderer Bedeutung einerseits für die Vorgänge bei der Grundwasserabsenkung, andererseits für das Verhalten des Baugrundes während und nach der Grundwasserabsenkung in den den Kolk umgebenden Schichten und den Schichten des Kokes selbst.

4. Grundwasserverhältnisse in der Zeit von 1870 bis 1938.

Ein unmittelbar an der östlichen Ecke des Hauses A gelegenes Beobachtungsrohr R gibt das Bild vom langjährigen Gang des Grundwasserstandes in diesem Gebiet. Damit zusammenhängende Einzelfragen wurden außerdem untersucht an Hand von Grundwasserhöhenlinienplänen verschiedener Jahre sowie entsprechend gelegten Grundwasser-schnitten. Soweit sie für das Verständnis der Ausführungen erforderlich sind, sind sie beigegeben.

Die Grundwasserganglinie des Beobachtungsrohres R (Abb. 8) läßt bei einem Überblick erkennen:

1. Von 1870 bis Mitte der 1880er Jahre die jahreszeitlichen Schwankungen und den jährlichen Gang des Grundwasserstandes mehr oder weniger entsprechend dem Verlauf des Flußwasserstandes;

2. bis Anfang des Jahrhunderts einen ausgeglicheneren, gewissermaßen mehr beruhigten Gang der jahreszeitlichen Schwankungen entsprechend dem unterdessen geregelten Verlauf des Flußwasserstandes nach Kanalisierung und Ausbau der Vorfluter. Mit dieser Angleichung des Grundwasserstandes an den geregelten Flußwasserstand ist zusammen mit dem Beginn künstlicher, die Grundwasserverhältnisse mitbeeinflussender Maßnahmen²⁾ eine Dauer-senkung des Grundwasserspiegels um durchschnittlich 2 bis 3 dm gegenüber früher verbunden;

3. ab Anfang des Jahrhunderts bis heute eine Gesamtsenkung des Grundwasserspiegels um rd. 5 bis 6 dm, die aber in ihrem gleichmäßigen Verlauf in verschiedenen Jahren unterbrochen ist durch tiefgehende künstliche Absenkungen bei Bauvorhaben in den Jahren 1906, 1907/08, 1911/13, 1915/18, 1920/22, 1926/27, 1928/31, 1934 bis heute (diese Absenkungen sind in der Darstellung der Abb. 8 mit I bis IX bezeichnet).

Für den vorliegenden Fall kommt, wie weiter unten näher ausgeführt, lediglich den Veränderungen der Grundwasserverhältnisse ab 1906 maßgebliche Bedeutung zu. Die gleichmäßige Senkung um durchschnittlich 50 bis 60 cm ab 1906, gekennzeichnet durch den Grundwasserhochstand in den Winterhalbjahren 1907, 1909, 1910, 1914, 1915, 1920, 1923, 1924, 1926, 1933 und 1934, ist zurückzuführen auf das Zusammenwirken der Dauerentnahmen für Einzelwasserversorgungen, auf Kanalisation und Bebauung im Stadtgebiet, zu einem gewissen Teil wohl auch auf die rasche Aufeinanderfolge der verschiedenen großen Grundwasserabsenkungen.

Die verhältnismäßig geringe Dauerabsenkung des Grundwasserspiegels im Beobachtungsrohr R und damit unter dem Gelände des Hauses A ist auf die wasserwirtschaftlich günstige Lage des Geländes zu den verschiedenen Vorflutern zurückzuführen³⁾. Die bei der unterirdischen Umströmung von Staustufen in den Vorflutern vor sich gehende Abgabe von Flußwasser ins Grundwasser hat in dem Gelände den Grundwasserspiegel bis zu einem gewissen Maße fortdauernd künstlich angehoben. Dabei darf man sich aber nicht ein fortgesetztes Zufließen von Oberflächenwasser zum Grundwasser vorstellen, sondern nur ein langsames Zusickern, das sich auf der Gesamterstreckung der Vorfluter aufsummt. Die größeren Absenkungen haben die Wirkung dieser Anreicherung auf den Grundwasserstand des Geländes praktisch aufgehoben.

Das wiederholte Absinken und Wiederansteigen des Grundwassers unter Haus A beeinflusste den Baugrund auf ganz besondere Art und Weise.

²⁾ J. Denner, Der Grundwasserstand in Berlin. Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 10, S. 243 (Quellenangaben). — J. Denner u. Fr. Mösenthin, Die Grundwasserverhältnisse in Berlin-Innenstadt seit 1870. DWW 1938, Heft 1, S. 1. — J. Denner, Die wasserwirtschaftliche Bedeutung der künstlichen Anreicherung des Grundwassers unter besonderer Berücksichtigung der Wasserwirtschaft Groß-Berlins. (Darin ausführliche Quellenangaben.) GWF 1934, Heft 24, 25, 26, 27, S. 413, 429, 444, 462.

³⁾ Ganz in der Nähe von Haus A befinden sich Staustufen in den Vorflutern.

Vom Tiefpunkt einer Grundwasserentnahme aus bildet sich in Form eines Senkungstrichters ein Absenkungsgebiet. In den Zeiten großer Absenkungen lag das Gebiet des Hauses A im Absenkungsgebiet verschiedener näher oder weiter entfernter Grundwasserentnahmen. Je nach Lage und Entfernung des Hauses vom Tiefpunkt der Entnahmestellen in den einzelnen Jahren machte sich auch die Absenkung im Beobachtungsrohr R schwächer oder stärker bemerkbar. Außerdem richtete sich naturgemäß die Tiefe der Absenkung und damit die Reichweite des Absenkungsgebietes auch nach der Größe der Entnahmemengen in den einzelnen Entnahmestellen.

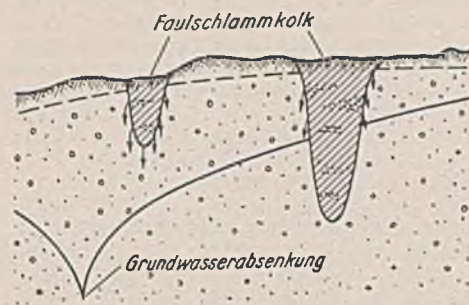


Abb. 5. Grundwasserabsenkung im Sand mit Faulschlammkolken.

Die Grundwasserentziehung aus wasser-durchlässigen Schichten (Sanden oder Kiesen) bieten auch die Einlagerungen von Faulschlammkolken oder Moorschlenken an sich kein Hindernis. In den Senkungstrichtern bleiben die Einlagerungen von Schichten mit hohem Wasserhaltevermögen (Faulschlamm-, bindige Ton- und Moorböden usw.) zu-

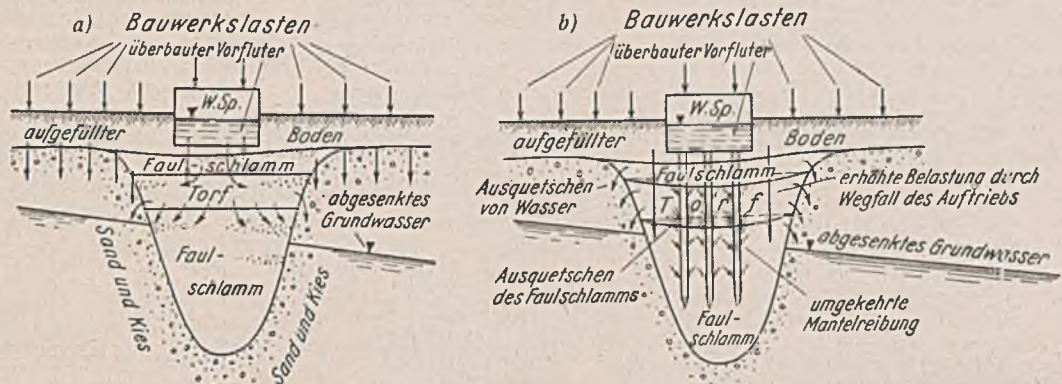


Abb. 6a u. b. Wasserabgabe aus einem Faulschlammkolk bei Senkung des Grundwassers.

nächst als mehr oder weniger geschlossene wassererfüllte Gebilde bestehen. Je nach dem Wasserhaltevermögen halten die einzelnen Schichtglieder ihr Wasser fest und geben es nur sehr schwer oder so gut wie gar nicht ab.

Die Teile der Faulschlammkolke, die sich ausschließlich aus schwer-durchlässigen, fetten Tonschlammablagerungen aufbauen, werden also durch die Grundwasserabsenkung nicht ohne weiteres entwässert. Der Verlauf der Absenkungslinie im Gebiet solcher schwerdurchlässiger Einlagerungen, wie er in Abb. 5 skizziert ist, ist aus zahlreichen Beispielen

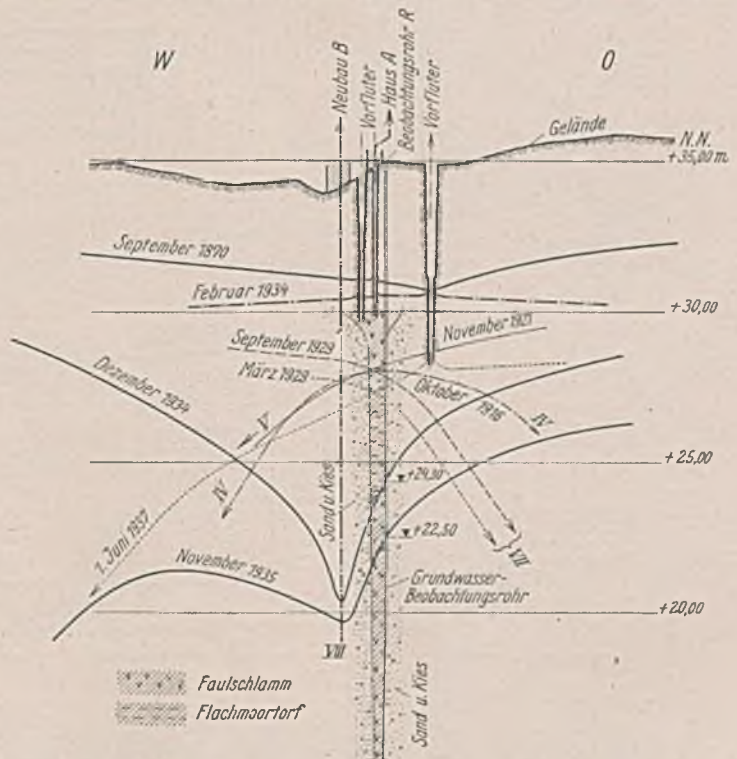


Abb. 7. Grundwasserstände unter Haus A zur Zeit verschiedener Grundwasserabsenkungen.

der Praxis bekannt. Nun sind aber die Faulschlammkolke in der Regel nicht einheitlich aus schwer- oder undurchlässigen Schichten, sondern aus einer Wechsellagerung von wasserdurchlässigen und wasserundurchlässigen Schichten aufgebaut. Die wasserdurchlässigen Einlagen innerhalb des Kolkes, also die sandigen Schlieren und Stellen, stehen sowohl untereinander, als auch mit den sie umgebenden sandigen Diluvialschichten in hydraulischer Verbindung. Die Vorgänge bei den Grundwasserabsenkungen in den die Kolke umgebenden Schichten erfassen daher bis zu einem gewissen Grad auch die Kolke selbst. Durch die Grundwasserabsenkung in den sandig-kiesigen Schichten wird ein Druckgefälle erzeugt, demzufolge aus den durchlässigen Stellen innerhalb des Faulschlammes und Torfs Wasser der Schwerkraft zufolge in den Senkungstrichter abfließt (Abb. 6a). Das geht jedoch infolge der Reibungswiderstände nur ganz allmählich vor sich, weil das Wasser zum Teil auf Umwegen in den einzelnen durchlässigen Einlagerungen sich einen Weg suchen muß. Man muß annehmen, daß es sich bei diesen Vorgängen, falls keine anderen besonderen Umstände, wie z. B. Druckbelastungen, hinzutreten, nur um geringfügige Wasserabgaben handeln kann. Erst bei Druckbelastung treten die durchlässigen Stellen wirksam in Erscheinung (Abb. 6b), weil sie nämlich die Wege sind, auf denen das Wasser leichter ausgequetscht wird.

Der Grundwasserschnitt der Abb. 7 zeigt für verschiedene ausgewählte Jahre die jeweiligen Grundwasserstände unter Haus A während der Absenkungen. Von der Beigabe aller hierzu gehörigen Grundwasserhöhenlinienpläne mußte abgesehen werden.

5. Setzungen bei Ton-Faulschlamm-Böden.

a) Bei ungestörten Grundwasserverhältnissen. Wenn beim Verfolg der Sackungsvorgänge in Ton-Schlamm-Schichten und der damit zusammenhängenden Setzung von Bauwerken auch viele Einzelercheinungen heute noch ungeklärt sind, so sind wir doch in der Lage, uns an Hand zahlreicher Versuche und Untersuchungen verschiedener Erdbaueversuchs-

anstalten und anderer Stellen ein Bild von den sich abspielenden Vorgängen zu machen⁴⁾.

Schwebende Pfahlgründungen tragen fast ausschließlich mit Mantelreibung, wobei die Pfähle längs des ganzen Pfahlmantels die Gebäude-last von der Geländeoberfläche nach der Fläche, in der sie stehen, übertragen. Die durch die Bauwerkslast in den Pfahl gelangenden Kräfte werden auf den Baugrund abgebürdet

- a) durch den Reibungswiderstand, der längs des Pfahles wirkt, die Mantelreibung,
- b) vom Spitzenwiderstand, der vom Widerstand des Baugrundes gegen Zusammendrücken und Verquetschen des Bodens unter der Pfahlspitze herrührt.

Es ist bekannt, daß sich Gebäude mit schwebender Pfahlgründung gleich nach Aufbringen der ruhenden Belastung zu setzen beginnen und die Setzung sich auf lange Zeiträume hin erstrecken kann. Als Ursachen kommen hierfür in Betracht einerseits die Verdichtung der Bodenschichten unter dem Bauwerk und unter den Pfahlspitzen, andererseits das seitliche Ausweichen von Ton-Schlamm-Schichten bei nahezu unvermindertem Wassergehalt (elastische und plastische Verformung des gepreßten Bodens). Dem letzteren Anteil der Setzungen weist v. Terzaghi⁵⁾ weitaus überwiegende Bedeutung zu.

⁴⁾ S. u. a. Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 2. Aufl. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn. — Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 5. Aufl., Bd. I, Teil I, Baugrund. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn. — v. Terzaghi-Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten. Leipzig und Wien 1936, Deuticke. — v. Terzaghi, Erdbaumechanik. Leipzig und Wien 1925, Deuticke.

⁵⁾ Bautechn. 1930, Heft 31, S. 476, oben.

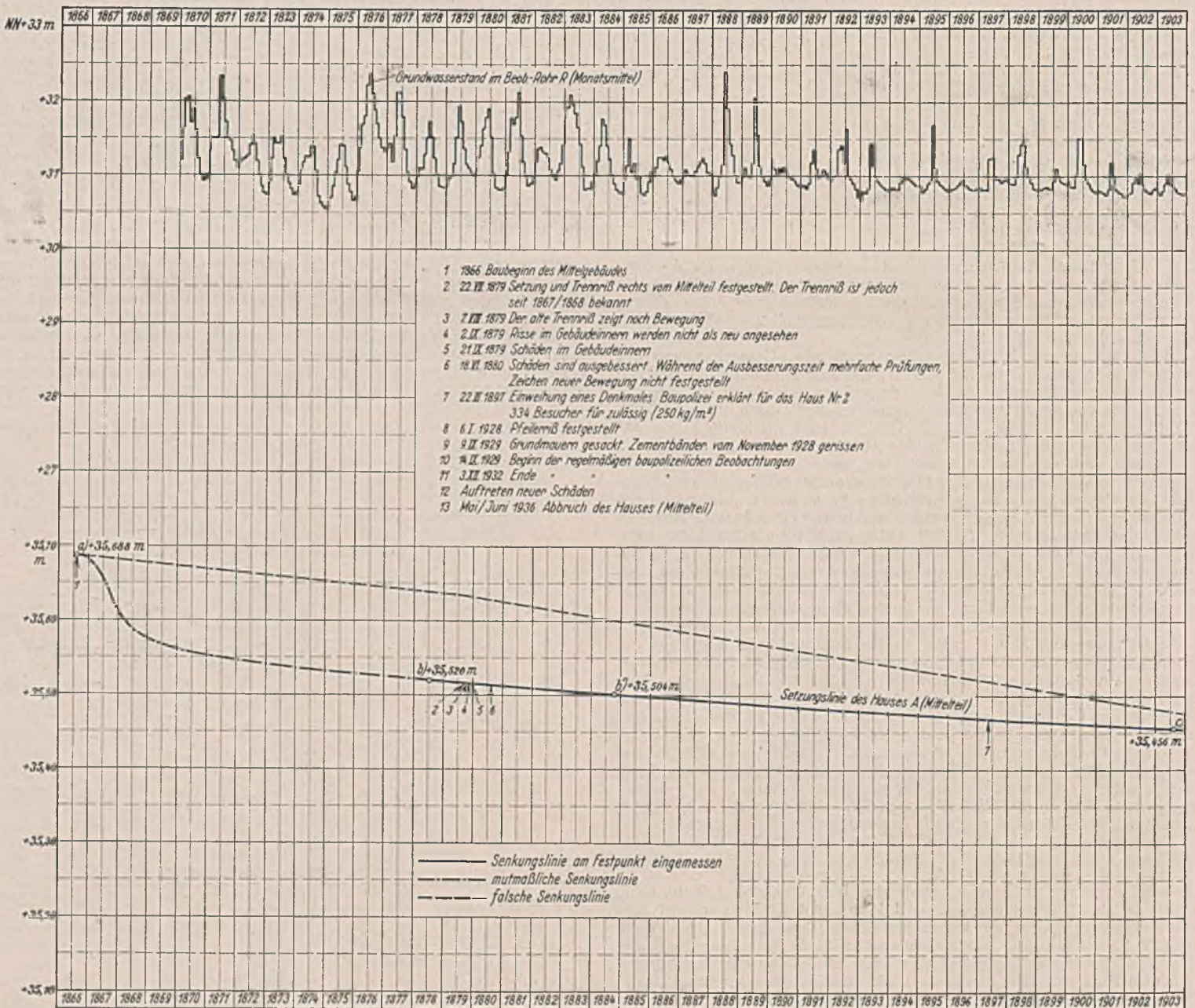


Abb. 8. Ganglinie des Grundwasserstandes und Setzungslinie

Bei ruhender Belastung, also lang andauernder, ruhender Kräfteeinwirkung entwickelt sich beim Faulschlamm, Ton usw. große Mantelreibung, dagegen geringer Spitzenwiderstand.

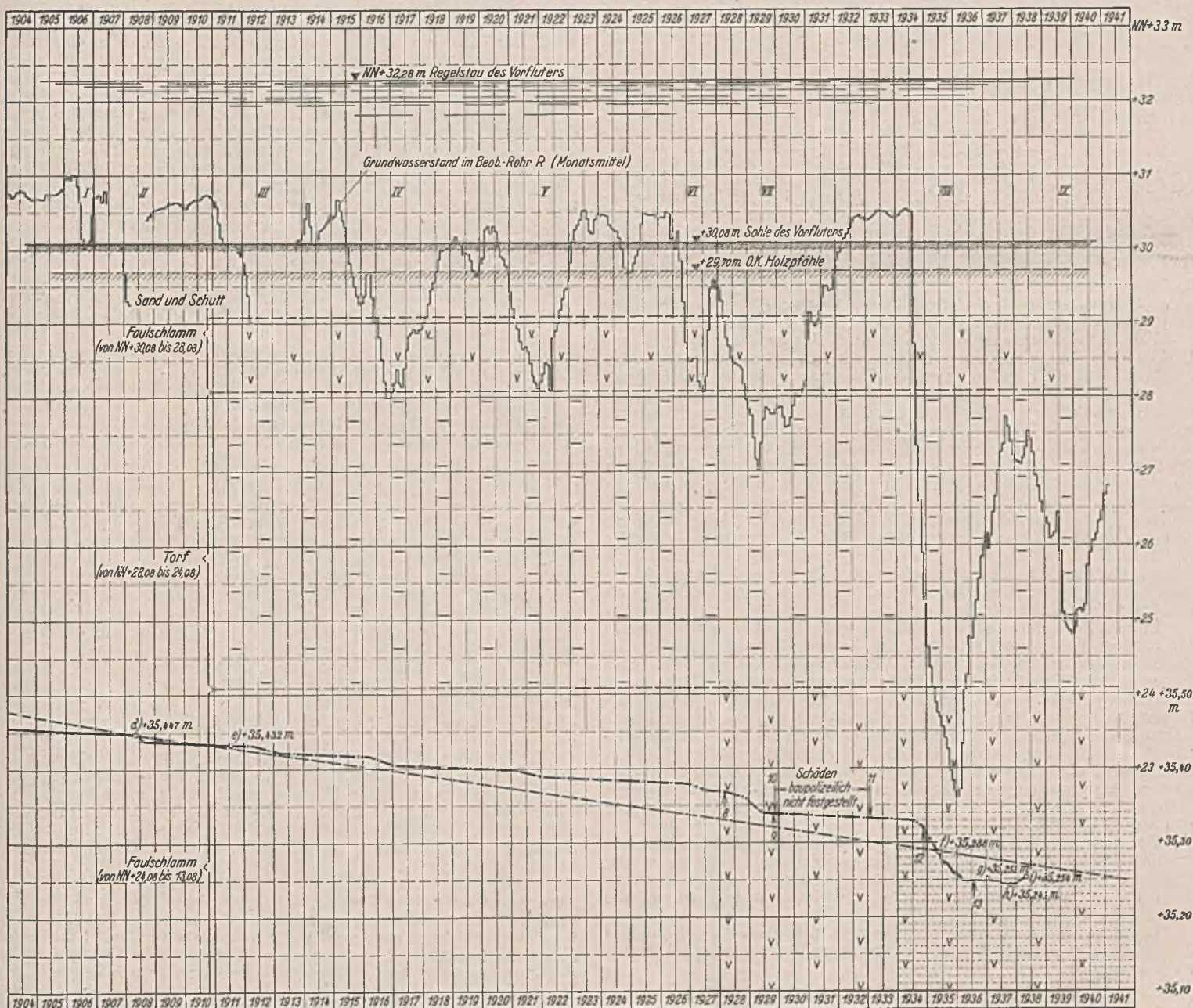
Die Setzung ist zu Anfang groß und nimmt mit der Verdichtung der Bodenschichten rasch und später allmählich immer mehr ab. Die zeichnerisch aufgetragene Zeitsetzungsline hat im Anfang Parabelform, wie dies z. B. Abb. 8 zeigt. Die Verdichtung geht bei Faulschlamm-Ton-Schichten langsam vor sich, weil zu der reinen Gefügeverdichtung mit Porenwasserabgabe noch eine zusätzliche Verminderung des Rauminhalts infolge Zersetzung hinzutritt. Bei den Senkungsvorgängen spielt insbesondere die Umkehrung der Mantelreibung der Pfähle eine wichtige Rolle. Die sackenden Schichten hängen sich beim Niedergehen am Pfählmantel an und belasten ihn dadurch zusätzlich. Die Folge ist ein Sinken der Pfähle und Setzen des Bauwerks bei gleichzeitigem seitlichen Ausweichen der Schichten (Abb. 6b). Das Abklingen der Setzung dauert bei solchen Verhältnissen lange Zeit und kann sich auf Jahrzehnte und Jahrhunderte erstrecken, ohne daß außer Ribbildung und Kleinschäden an Gebäuden jemals große Schäden oder gar Bauauffälligkeit einzutreten brauchen. Es sind zahlreiche Beispiele aus aller Welt bekannt, wo bei Bauwerken solche Senkungserscheinungen schon mehrere Jahrhunderte dauerten, ohne daß diese baufällig wurden oder einstürzten. Es seien u. a. hier nur erwähnt der Turm von Pisa (1350), der Campanile in Venedig (1070), das Holstentor in Lübeck (1478) und der Dom zu Königsberg (1333).

b) Bei künstlicher Grundwasserabsenkung und Verminderung oder Wegfall des Auftriebs. Grundwasserabsenkungen bringen eine ganz besondere Belastung mit sich, die zu beträchtlichen Gebäudesetzungen führen kann. Die Absenkung des Grundwassers bedeutet für die Bodenschichten zwischen der ursprünglichen Höhe und der Höhe des abgesenkten Grundwassers Verminderung oder Wegfall

des Auftriebs und damit eine zusätzliche Belastung des Baugrundes. Die entwässerten Schichten werden schwerer, das Korngerüst in ihrem Bereich und darunter wird stärker belastet. Die Größtbelastung liegt dabei in Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels. Außer dieser Mehrbelastung im Korngerüst wird gleichzeitig der Wasserdruck in der grundwasserführenden Schicht um das Maß der Absenkung geringer. Die dadurch veränderten Wasserdruckverhältnisse in den tiefer liegenden Schichten richten sich ganz nach ihrem Durchlässigkeitsgrad. Genau untersuchte Beispiele solcher Setzungen infolge von Grundwasserabsenkungen bei verschiedenen durchlässigen Schichten sind im Schrifttum beschrieben. Die Zusammendrückung einer Schicht infolge einer derartigen Mehrbelastung richtet sich ganz danach, in welchem Maße das Wasser aus dem Erdstoff herausgequetscht wird.

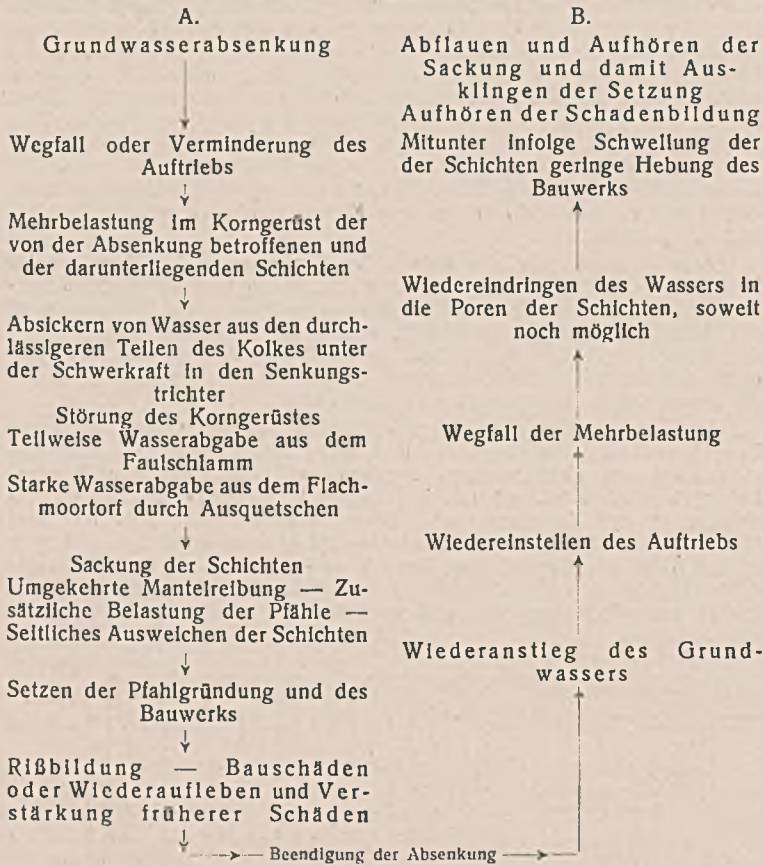
Alle Einflüsse, die die übliche Setzung verursachen, traten beim Haus A zusammen mit noch anderen Einflüssen und in ungleich verstärktem Maße bei den großen Grundwasserabsenkungen auf. Das Ausmaß der Setzungen richtete sich danach, welche Schichten im Baugrund von der Absenkung betroffen wurden. Das seitliche Ausweichen und Ausquetschen der Bodenschichten wurde hierbei besonders begünstigt durch die nachgiebigen Schichten des Flachmoortorfs.

Im Gegensatz zu den bisher bekannten Beispielen von Setzungen handelt es sich im vorliegenden Fall nicht um eine einmalige Dauerabsenkung des Grundwassers, sondern um eine mehrfache Wiederholung von Absenkungen mit jeweiligem Wiederanstiegen des Grundwassers in den Zwischenzeiten. Dieses mehrfache Ab und Auf von Grundwasserabsenkung und -wiederanstieg (Absenkungstiefen zwischen 2 und 8 m) und damit von Wegfall und Wiedereinstellen des Auftriebs für die von der Absenkung betroffenen Schichten mußte naturgemäß besonders eigenartige und verwickelte Setzungserscheinungen mit sich bringen.



des Hauses A (Mittelteil). Darstellung in Abflußjahren.

Die Setzungsvorgänge im Zusammenhang mit dem Absinken und Wiederanstiegen des Grundwassers spielten sich folgendermaßen ab:



Diese Vorgänge wiederholten sich in den Jahren 1906, 1907/08, 1911/13, 1915/18, 1920/22, 1926/27, 1928/30 und 1934/37 (vgl. die Ganglinie der Abb. 8).

Von den Grundwasserabsenkungen in den Jahren 1908 bis 1927 wurden im Faulschlammkolk unter Haus A jeweils die aufgefüllte Bauschutt- und obere Faulschlammsschicht von je rd. 1 m Mächtigkeit (NN + rd. 30 m bis NN + rd. 28 m) betroffen. Die Folgen dieser Grundwasserabsenkungen (vgl. die obenstehende Übersicht) waren Verstärkung der bereits vorhandenen Schäden und die Neubildung von Rissen.

Für die Grundwasserabsenkungen in den Jahren 1929 und 1930 und 1934 bis 1936 — die Absenkungsschäden nach 1937 stehen hier nicht zur Erörterung — ist die Einwirkung auf die Flachmoortorfschicht bezeichnend. Sie mußte zu ganz besonderen und außergewöhnlichen Setzungserscheinungen führen. Der Flachmoortorf wird besonders leicht zusammengedrückt und dabei Wasser aus ihm in die ihn umgebenden, durch die Grundwasserabsenkung entwässerten sandig-kiesigen Schichten des Senkungstrichters ausgequetscht. Dabei genügt für das Hervorbringen von Setzungserscheinungen bereits eine geringe Wasserabgabe aus den Schichten.

Die Folgen mußten schon bei der Absenkung VII (1929) dieselben sein wie bei den Absenkungen zuvor, jedoch in ungleich stärkerem Ausmaße. Dabei sanken die Pfähle leichter, da der liegende Faulschlamm entlang den Pfählen und seitlich nach oben in den nachgiebigen Flachmoortorf ausgequetscht werden konnte. Es traten größere Schäden als bei den früheren Absenkungen auf.

In ganz besonders verstärktem Maße mußten die bisher geschilderten für Setzung und Sackung in Betracht kommenden Einflüsse bei der Grundwasserabsenkung VIII in den Jahren 1934, 1935 und 1936, dem bisher größten Eingriff in die Grundwasserverhältnisse bei Haus A, in Erscheinung treten. Das Grundwasser war um rd. 8 m abgesenkt, die Flachmoortorfschicht in ihrer vollen Mächtigkeit von rd. 4 m und noch über 1 m des liegenden Faulschlammes lagen im Senkungstrichter. Infolgedessen fiel der Auftrieb für einen bedeutend größeren Teil des Kolkes weg, die entsprechenden Begleiterscheinungen waren bedeutend stärkere Ausquetschung des liegenden Faulschlammes in die entwässerte nachgiebige Zone des Flachmoortorfs beim Einsinken der Pfahlgründung und starke Bauschäden.

Bei dem jeweiligen Wiederanstiegen des Grundwassers mußte ein Abklingen oder Aufhören der Schadenserscheinungen bemerkbar sein, vielleicht mit ganz geringen Hebungerscheinungen durch Schwellung eines Teiles der Schichten beim Wiedereindringen von Wasser in die Poren, soweit dies örtlich noch möglich war.

Die folgenden Ausführungen sollen zeigen, inwieweit die bisherigen Erörterungen in Einklang mit den tatsächlichen Verhältnissen bei Haus A zu bringen sind.

6. Der Verlauf der Setzung als Ganglinie dargestellt.

Nach den Einmessungen eines am Mittelbau des Hauses A im Jahre 1878 eingerichteten Festpunktbolzens ist die Setzungslinie in

Abb. 8 gezeichnet. Gleichzeitig sind auf dieser Abbildung der langjährige Gang des Grundwasserstandes im Beobachtungsrohr R in Monatsmitteln sowie die geologischen Schichten des Faulschlammkolks dargestellt.

Als Ausgangspunkt der Setzungslinie ist aus dem Durchgang des Gurtgesimses beim Haus A in der Lotrechten des Festpunktbolzens durch Aufmaß der Punkt a mit NN + 35,688 m für das Jahr 1866 berechnet. Die Höhe des im November 1878 eingerichteten und eingemessenen Festpunktbolzens lag auf NN + 35,520 m (Punkt b). Die späteren Einmessungen der Punkte b' und c bis e ergaben die in Abb. 8 angegebenen Zahlen. Die zeitlich nächste Messung wurde erst wieder im März 1935 vorgenommen (Punkt f), von da ab jedoch wurde in kurzen Zeitabständen in über 40 Einzelmessungen regelmäßig bis zum Jahre 1938 beobachtet. Noch spätere Messungen stehen hier nicht mehr zur Erörterung.

Der anfänglich starken Setzung nach Aufbringen der Bauwerkslast (parabelförmige Anfangsgestalt der Setzungslinie) folgte ein allmähliches wesentliches Zurückgehen des Senkungsbetrages und der Übergang zu einer immer geringer werdenden Dauersetzung infolge der Verdichtung der Baugrundsichten. Die Senkungsvorgänge fallen bis 1908 in die Zeit mehr oder weniger natürlichen Grundwasserstandes. Die oben erörterten geringen Änderungen des Grundwasserstandes in diesem Zeitraum sind hierbei belanglos.

Die Verbindung der eingemessenen Punkte ergibt bis 1908 das kennzeichnende Bild der bekannten Zeitsetzungslinie.

Im März 1908 wurde der Punkt d mit NN + 35,447 m eingemessen. In dieselbe Zeit fällt die Grundwasserabsenkung II (Herbst 1907 bis Herbst 1908), wobei das Grundwasser um rd. 1,5 m abgesenkt wurde. Mit der Grundwasserabsenkung mußte eine verstärkte Sackung vor sich gehen, da die obersten Bodenschichten (Bauschutt) in rd. 1 m Mächtigkeit an Auftrieb verloren. Die Höhenlage des Punktes d entspricht aber der geringen Setzungszunahme der vorhergehenden Jahre, man kann also annehmen, daß die Setzung erst nach März 1908 vor sich ging. Sie muß aber vor Herbst 1908 eingetreten sein, da zu dieser Zeit das Grundwasser schon wieder im Steigen begriffen und bis Sommer 1910 hoch geblieben war. Der Punkt e wurde im Mai 1911 mit NN + 35,432 m eingemessen zu einer Zeit, als das Grundwasser noch hoch stand und durch die beginnende neue Absenkung III die Bodenschichten des Baugrundes noch nicht wieder von der Absenkung betroffen und eine Verminderung des Auftriebs noch nicht wieder eingetreten war. Punkt e kann also von der Grundwasserabsenkung III noch nicht beeinflusst sein. Er liegt aber mit NN + 35,432 m um rd. 10 mm tiefer, als er bei regelmäßigem Fortgang der Setzung der Jahre 1903 bis 1908 (Punkt c und d) liegen würde. Dieses Mehr muß also in der Zeit zwischen März und Sommer 1908 sich vollzogen haben und ist dementsprechend in Abb. 8 eingetragen.

Der Festpunkt hat sich zwischen den einzelnen Meßzeiten um folgende Beträge gesetzt:

	Im Jahre
1. Zwischen 1866 und 1878 (Punkt a und b) NN + 35,688 m — 35,520 m = 168 mm in 12 Jahren	— ⁹⁾
2. Zwischen 1878 und 1884 (Punkt b und b') NN + 35,520 m — 35,504 m = 16 mm in 6 Jahren	= 2,67 mm
3. Zwischen 1884 und 1903 (Punkt b' und c) NN + 35,504 m — 35,456 m = 48 mm in 19 Jahren	= 2,53 „
4. Zwischen 1903 und 1908 (Punkt c und d) NN + 35,456 m — 35,477 m = 9 mm in 5 Jahren	= 1,80 „
5. Zwischen 1908 und 1911 (Punkt d und e) NN + 35,447 m — 35,432 m = 15 mm in 3 Jahren	= 5,00 „

Aus diesen Zahlen und der Setzungslinie bis 1908 geht demnach hervor, daß die Setzung des Hauses denselben Verlauf genommen hat, wie es sonst unter ähnlichen Verhältnissen immer wieder beobachtet wird. Denn auch in diesem Fall wurde nach Fertigstellung des Bauwerks nach der anfänglich raschen und starken Setzung von 168 mm in 12 Jahren der Setzungsbetrag immer geringer und gleichmäßiger, er nahm auf jährlich 2,6 und 2,5 mm, später auf 1,8 mm ab.

Die plötzliche Steigerung des jährlichen Setzungsbetrages von 1,8 mm auf 5,0 mm und, wie wir weiter unten noch sehen werden, sogar auf 5,9 mm bis zum Jahre 1935 weist unzweideutig darauf hin, daß hier besondere Erscheinungen vorliegen mußten.

Der Festpunktbolzen wurde dann erst wieder im März 1935 eingemessen, es ergab sich die Höhenlage NN + 35,288 mm, insgesamt also eine Gesamtsenkung von 1908 bis 1935 um 159 mm in 27 Jahren oder 5,9 mm im Jahre. Dieser durchschnittliche jährliche Senkungsbetrag darf

⁹⁾ Der Setzungsbetrag von 168 mm in 12 Jahren ist nicht aufgeteilt in einen jährlichen Setzungsdurchschnitt, weil dieses Verfahren grundsätzlich falsch wäre. Der Vorgang der Setzung bei allmählich aufgebrachter Belastung, der starke Anfangssetzung und allmählichen Übergang in eine gleichmäßig geringer werdende Setzung, d. h. in der Zeitsetzungslinie den Übergang von der parabelförmigen Gestalt in eine annähernd gerade Linie (Abb. 8) zeigt, dürfte hinreichend bekannt sein. Jedes einschlägige Lehrbuch gibt hierüber an Hand genau beobachteter und gemessener Beispiele Auskunft. In welchem Jahre oder in welcher Höhe über NN dieser Übergangspunkt im vorliegenden Falle liegt, ist unbekannt und kann auch nicht mehr festgestellt werden. Das jährliche Mittel des Senkungsbetrages zwischen 1866 und 1878 ergäbe auf jeden Fall ein ganz unrichtiges Bild gegenüber dem tatsächlich eingemessenen Verlauf der Setzungslinie ab 1878. Im übrigen ist, wie oben erwähnt, die Höhenlage des Punktes a errechnet, so daß jeder Zahlenwert zwischen Punkt a und b nur als Annäherungswert zu betrachten ist, der mit den eingemessenen Zahlenwerten nicht verglichen werden kann.

aber nicht zahlenmäßig in jedem Jahr gleichmäßig oder als gerade Verbindungslinie der Punkte $e-f$ in der Setzungslinie dargestellt werden. Vielmehr muß der Gesamtsetzungsbetrag von 159 mm in der Setzungslinie sinngemäß entsprechend dem Ausmaß der mehrfach wiederholten Absenkungen und Wiederanstiege des Grundwassers aufgeteilt werden. Dazu müssen zuerst die Senkungsvorgänge ab 1935 näher erörtert werden, da von hier ab genaue Einmessungen vorliegen.

Zur Zeit der Einmessung des Punktes f im März 1935 war das Grundwasser beim Haus A durch die bisher größte Grundwasserabsenkung VIII bis auf etwa NN + 22,50 m, d. h. um rd. 8 m, abgesenkt. Die Flachmoortorfschicht und dazu noch einige Dezimeter des liegenden Faulschlammes waren von der Absenkung betroffen, und zwar die Flachmoortorfschicht bereits seit Juni 1934. Die Pressungs-, Entwässerungs- und Sackungsvorgänge konnten sich also bereits seit beinahe einem Jahre auswirken, bevor der Festpunkt eingemessen wurde. Die Grundwasserabsenkung ging ebenso wie die Setzung des Hauses weiter. Die eingemessene Setzung des Festpunktes betrug vom März 1935 bis zum Januar 1936, in dem das Haus für baufällig erklärt wurde, also in nicht ganz einem Jahr, rd. 42 mm. Und nun zeigte sich die am meisten bemerkenswerte Erscheinung, nämlich das Aufhören der Setzung zugleich mit dem Aufhören der Grundwasserabsenkung und dem Wiederanstieg des Grundwassers. Ab Februar 1936 fand im Zusammenhang mit dem Wiederanstieg des Grundwassers durch die erneute Wasseraufnahme sogar eine geringe Schwellung der Bodenschichten und dadurch eine Hebung des Festpunktes um 4 mm statt. Es handelt sich hierbei kaum um einen Meßfehler, denn derartige „Hebungen“ sind unter ähnlichen Umständen auch anderwärts in Berlin festgestellt worden.

Das Aufhören der Setzung im Januar 1936 hat nichts mit dem viel später, im Mai/Juni 1936, durchgeführten Abbruch des Mittelteils des Hauses zu tun, sondern lediglich mit dem Wiederanstieg des Grundwassers. Vergleicht man auf Abb. 8 den Verlauf der eingemessenen Setzungslinie von März 1935 ab mit der Grundwasserganglinie derselben Zeit, so ist eine recht gute Übereinstimmung der beiden Linien unverkennbar.

In der Zeit, in der die gesamte Flachmoortorfschicht von der bisher größten Absenkung betroffen war, also ab Juni/Juli 1934, sind aber auch tatsächlich neue, und zwar die größten bisherigen Schäden beobachtet worden. Man kann daher mit Recht die steile Setzungslinie in der gleichen Neigung nach rückwärts verlängern und kommt dabei auf eine Höhenlage der Senkungslinie von etwa NN + 35,33 m im Sommer 1934. Der weitere rückwärtige Verlauf der Setzungslinie konnte nur auf Grund regelmäßiger, aber leider nicht zahlenmäßig gemessener baupolizeilicher Beobachtungen sinngemäß dargestellt werden.

Am 9. September 1929 wurde die Sackung von Grundmauern und das Reißen von Zementbändern, die im November 1928 angebracht waren, beobachtet. Vergleicht man hierzu wieder den geologischen Schichtenaufbau des Kolkes, so ist zu erkennen, daß die Sackung der Grundmauern in die Zeit der großen Absenkung VII fällt, in der erstmalig die Flachmoortorfschicht in mehr als 1 m Mächtigkeit betroffen wurde (Abb. 7 u. 8).

Vom September 1929 bis zum 3. Dezember 1932 wurde das Haus A von der Baupolizei regelmäßig beobachtet, wobei keine weiteren Schäden festgestellt wurden. Diese Feststellungen sind zweifellos auf eine Beruhigung oder das Aufhören der Schadensbildung während des Wiederanstiegs des Grundwassers zurückzuführen. Ebenso wie die Setzung des Hauses A mit der Tiefstlage der Grundwasserabsenkung VIII ein Ende fand, ist es bei der Absenkung VII der Fall. Auf Grund dieser Beobachtungen ist die Setzungslinie mit einer Höhenlage von NN + 35,34 m im März 1929 entworfen.

Die verschiedenen Grundwasserabsenkungen verteilen sich auf die zeitlich zurückliegenden Jahre bis 1908 oder auch 1906. Sie können, da sie lediglich die hangende Faulschlamm- und höchstens die obersten Zentimeter der Flachmoortorfschicht vorübergehend erfaßten, nur verhältnismäßig geringe Setzungen hervorgerufen haben. Auf die Grundwasserabsenkung II (1908) ist der außergewöhnliche Setzungsbetrag von 10 mm eingetragen worden. Setzt man entsprechend der Größe der späteren Absenkungen in den Jahren 1912, 1916, 1921 und 1927 ungefähr dieselben Werte ein und verbindet die Zwischenpunkte in dem gleichen staffelförmigen Verlauf der Setzungslinie vor 1908, so erhält man eine sinngemäße Aufteilung, wie es Abb. 8 zeigt. Dabei können natürlich die auf Grund der vorstehenden Ableitungen eingezeichneten Setzungsabsätze für die Absenkungen zwischen 1908 und 1934 keinen Anspruch auf Millimetergenauigkeit machen. Bekanntlich verringert sich die Zusammendrückbarkeit bindiger Schichten bei sich wiederholenden Grundwasserabsenkungen. Bei verschiedenen Grundwasserabsenkungen, insbesondere bei VII und VIII, wurden jedoch jeweils neue, tiefer liegende Schichten mit erfaßt. Das erschwert natürlich eine zahlenmäßig genaue Aufteilung.

Die Fortsetzung der Setzungslinie sieht also folgendermaßen aus: 1908 treppenförmiger Absatz im Zusammenhang mit der Grundwasserabsenkung II im selben Jahr und während des Wiederanstiegs des Grundwassers Übergang der Setzungslinie in die Neigung der Linie vor 1908. In den Jahren 1912, 1916, 1921, 1926 und 1927 neue Absätze im Zusammenhang mit Grundwasserabsenkungen in denselben Jahren. In den Zwischenzeiten des Anstiegs und bei der früheren Höhe des Grundwassers verläuft die Linie in ähnlicher Neigung wie in den Jahren vor 1908, entsprechend einer geringen dauernden Setzung. Die Absätze im Jahre 1929 und 1934 und 1935 stellen ebenfalls solche Stufen, aber in ungleich stärkerem Maße dar.

Die Sackungs- und Setzungsvorgänge im Zusammenhang mit den großen Grundwasserabsenkungen haben wir uns nicht als ein ununterbrochenes, gleichmäßiges Setzen vorzustellen. Vielmehr ist an einzelne, ruckartige stärkere und schwächere Setzungsabschnitte zu denken, die sich nach Art der Erdbebenerschütterungen in Zeiten der Beendigung der Absenkung und des Wiederanstiegs des Grundwassers beruhigen und abklingen, um jeweils bei neuen Absenkungen wieder aufzuleben. Die Senkungsabsätze sind in der Senkungslinie mehr oder weniger als Ausgleichslinien eingezeichnet. Aus den über 40 Messungen seit 1935 ist der ruckartige Senkungsvorgang deutlicher zu erkennen.

Ein Überblick über die Senkungslinie des Hauses A (Mittelgebäude) von 1866 bis 1936, verglichen mit den Ganglinien des Grundwassers im Beobachtungsrohr R und dem geologischen Querschnitt des Faulschlammkolkes unter Haus A sowie mit den tatsächlich beobachteten Bauschäden, ergibt die in der Aufstellung S. 448 wiedergegebenen Gesichtspunkte (Abb. 8, dazu Abb. 7).

7. Die festgestellten Gebäudeschäden verglichen mit der Setzungs- und Grundwasserstandslinie.

Die beim Mittelbau des Hauses A tatsächlich festgestellten Schäden sind in der vorstehenden Tafel sowie in Abb. 8 in den Einzeljahren eingetragen.

Die ersten Sackungserscheinungen machten sich laut Baupolizeifakten in Form von Ribbildungen bereits unmittelbar nach der Erbauung des Hauses bemerkbar. Es handelt sich hierbei um die üblichen Setzungserscheinungen, die nach Fertigstellung von Bauwerken bei Eintritt der vollen Belastung auf schlechtem Baugrund und bei der Verdichtung der Bodenschichten eintreten.

In der Zeit bis 1928 wurden bei mehrfachen Besichtigungen und Prüfungen durch die Baupolizei lediglich Risse, die ausdrücklich als Kleinschäden bezeichnet wurden, festgestellt. Bei einer Besichtigung im Januar 1928 wurde ein Trennriß zwischen dem Brückenlager und der Ufermauer, auf der das Haus steht, festgestellt. Wann dieser Rib entstanden ist, ist allerdings unbekannt. Weiter oben ist ausgeführt, daß in der Zeit von 1908 bis 1928 als Folge der mehrfachen Grundwasserabsenkungen stärkere Setzungen gegenüber der Zeit vor 1908 aufgetreten waren. Es ist auch schon erwähnt, daß durch diese Grundwasserabsenkungen nur die obersten zwei Meter der Bodenschichten einen verminderten Auftrieb erfuhren. Der einzige in diese Zeit fallende Schaden war eben der genannte Trennriß.

Bis Ende 1928 waren also außergewöhnliche Schäden nicht festgestellt worden, von Anzeichen der Bauauffälligkeit überhaupt nicht zu reden.

Die ersten großen und gegenüber den vorhergehenden Setzungserscheinungen außergewöhnlichen Bauschäden — Sackung der Grundmauern — wurden im September 1929 festgestellt. Das Auftreten so großer Schäden innerhalb eines Jahres war besonders auffällig, und zwar liegt dies in dem Verhalten des Flachmoortorfs zur Grundwasserabsenkung und ihren Folgen. Während einer regelmäßigen baupolizeilichen Beobachtungszeit vom 14. September 1929 bis 3. Dezember 1932 wurden Bewegungen an den alten Rissen (Gipsbändern) und Schäden nicht mehr festgestellt. Dagegen wurde festgestellt, daß bis Mitte 1934 die Standsicherheit des Gebäudes sich nicht geändert hatte. Diese Beobachtungszeit fällt gleichzeitig in den Zeitraum der Beendigung der Grundwasserabsenkung und des Wiederanstiegs des Grundwassers.

Im Sommer 1934 festgestellte neue Schäden größeren Ausmaßes wurden immer stärker und führten schließlich zur amtlichen Feststellung der Bauauffälligkeit des Hauses, so daß zwei Stockwerke des Mittelgebäudes im Mai/Juni 1936 abgebrochen werden mußten.

Die Ursache dieser bisher größten Bauschäden lag in der bisher auch größten Grundwasserabsenkung VIII, wobei insbesondere die 4 m Flachmoortorfschicht als nachgiebigste Schicht des Faulschlammkolkes für das Auftreten der Senkung ausschlaggebend waren.

Daß die Setzung des Festpunktes, auch nachdem zwei Stockwerke des Mittelgebäudes abgetragen und die Bauwerkslasten erheblich vermindert waren, trotz des Wiederanstiegs des Grundwassers in den folgenden Monaten noch etwas weiterging, beruht darauf, daß das Grundwasser infolge anderer, dem Neubau B benachbarten Absenkungen über die Höhe der Flachmoortorfschicht nicht mehr herauskam. Diese Verhältnisse stehen hier nicht mehr zur Erörterung, es sei daher nur auf die Darstellung in Abb. 8 (1937 und 1938) hingewiesen.

Bei der Untersuchung derartiger Bauschäden ist häufig die Frage aufgeworfen worden, ob die Häuser „nach den anerkannten Regeln der Baukunst“ gegründet sind. Dabei kann nur der Stand dieser Regeln zur Zeit der Errichtung der Gebäude berücksichtigt werden. Die Gründungsart des Hauses A entsprach jedenfalls den Erfahrungen, die man zu jener Zeit mit den Pfahlrostgründungen oder schwebenden Gründungen gemacht hatte.

Nach den Erfahrungen bei den Bauausführungen der heutigen Zeit mit den — wenigstens heute noch — unerläßlichen Grundwasserabsenkungen um 10 und 20 m wäre es aber ein bautechnischer Fehler, die im Faulschlamm stehende Pfahlrostgründung heute noch auszuführen. Es ist natürlich heute leichter, an Hand der in den letzten 70 Jahren tatsächlich eingetretenen Ereignisse Rückschlüsse und Betrachtungen aufzustellen. Unmöglich war es aber für die damaligen Bausachverständigen, ihre Maßnahmen auf unvorhersehbare, Jahrzehnte später überhaupt erst auftauchende Bauweisen, wie die Grundwasserabsenkungen um 10 bis 20 m abzustellen. Es gibt keinen stichhaltigen Grund gegen die Annahme, daß bei dauernd gleichbleibenden Grundwasserhältnissen die Gründung in derselben Weise, wie sie von den 70er Jahren bis 1908 unversehrt geblieben ist, auch für die Zukunft der geringen Dauersetzung stand-

gehalten hätte. Es ist zwar möglich, vielleicht auch wahrscheinlich, daß das ständige Setzen des Hauses A wie bis 1911 so auch in absehbarer Zeit nicht ganz zur Ruhe gekommen wäre. Ob aber überhaupt und wann das Haus A hierdurch je baufällig geworden wäre, weiß niemand zu sagen, geschweige denn zu bewelsen.

Wie schon erwähnt, ist das Haus A Ende 1934/Anfang 1935, als der Festpunkt auf rd. NN + 35,25 m lag, für baufällig erklärt worden. Hiervon ausgehend, wurde von anderer Seite aus der Verlängerung der geradlinigen Verbindung der Punkte a—f bis zur Höhenlinie NN + 35,25 m, die zeichnerisch ins Jahr 1941 fällt, behauptet, daß das Haus zu dieser Zeit auch ohne die Grundwasserabsenkung in den Jahren 1934 bis 1936 baufällig geworden wäre. Das ist, wie aus den bisherigen Erörterungen hervorgehen dürfte, nicht anzunehmen. Aus dem zeitlichen, räumlichen und stärkemäßigen Zusammentreffen der Schadensbildungen und aus den Zwischenzeiten ihres Abklings oder Aufhörens einerseits sowie aus den Grundwasserabsenkungen und ihren Ruhepausen andererseits ist der ursächliche Zusammenhang zwischen Grundwasserabsenkungen und Bauschäden grundsätzlich erwiesen. Die Zusammenhänge sind in Abb. 8 bildlich dargestellt. Ähnliche Verhältnisse sind auch von anderen Fällen her bekannt.

Einige weitere Umstände, die die Schadenserscheinungen beim Haus A noch ungünstiger gestalteten, als sie ohnedies schon waren, dürfen nicht unerwähnt bleiben. So ist z. B. anzunehmen, daß ein Teil der Pfähle der Gründung in der sandig-kieseligen Linse zwischen dem hangenden Faulschlamm, Flachmoortorf und dem liegenden Faulschlamm steckt oder sie bis in den liegenden Faulschlamm durchfahren hat (Abb. 4). Die Reibungsverhältnisse und damit die Vorgänge bei der Grundwasserabsenkung und bei der Verdichtung der Kolksschichten sind in den Sand-schichten grundsätzlich andere als bei Faulschlamm oder Flachmoortorf. Auf diese Umstände ist wohl auch das Vornüberneigen des Hauses

zurückzuführen. Daß hierbei wieder besondere Setzungs- und Zerrungskräfte auftreten mußten, liegt auf der Hand.

Eine weitere Tatsache ist die starre Verbindung des Mittelteils mit den beiden Seitenflügeln. Wenn auch diese starre und besonders starke Verankerung der Gebäudeteile bei der gewöhnlichen Setzung (Verdichtung der Bodenschichten) vielleicht baulich von Vorteil war, solange keine außergewöhnlichen Umstände wie die Grundwasserabsenkungen in Erscheinung traten, mußte diese Bauweise unter den obwaltenden Umständen unbedingt besonders verwickelte Druck-, Zug-, Scher- und Biegespannungen in sich tragen, also die durch die Grundwasserabsenkung hervorgerufenen Schäden noch vergrößern und verstärken.

Daß die verschiedenartige Gründungsweise (Senkkasten- und Pfahlgründung) in Anbetracht des mehrfach wiederholten Ab- und Aufstiegs des Grundwassers nicht gerade zur Erhöhung der Standsicherheit des Gesamtgebäudes beitrug, unterliegt ebenfalls keinem Zweifel. Um den ausschlaggebenden Einfluß der Grundwasserabsenkung mit seinen physikalisch-mechanischen Auswirkungen kommt man aber auch hier nicht herum.

Es steht fest, daß bei der Bauweise des Hauses A eine Reihe von Mängeln zusammenkam, die man heute, wo wir mit großen Grundwasserabsenkungen rechnen müssen, sogar als bautechnische Fehler bezeichnen muß. Es ist aber erwiesen, daß die Setzung in den ersten vier Jahrzehnten trotzdem keinen anderen Verlauf genommen hat und daß nur dieselben geringen Schäden aufgetreten sind, wie sie von Bauwerken unter ähnlichen Verhältnissen bekannt sind. Von außergewöhnlichen Bauschäden konnte bis 1908 keine Rede sein. Dagegen zeigten sich die ersten größeren Setzungen schon bei der ersten großen Absenkung (1908), belegt durch die Messungen in den Jahren 1908 bis 1911, wobei jedoch außergewöhnliche Bauschäden ebenfalls noch nicht festgestellt worden sind. Die großen, außergewöhnlichen Bauschäden zeigten sich erst im Zusammenhang mit den Grundwasserabsenkungen, die die Flachmoortorfschicht erfaßten, in den Jahren 1928 bis 1930 und ab 1934. Die letzteren er-

Setzungslinie	Grundwasserganglinie	Bodenverhältnisse	Beobachtete Bauschäden am Mittelbau des Hauses A
1866 bis 1908 gewöhnlicher Verlauf einer Senkungslinie bei schwebender Pfahlgründung in Torf-Faulschlamm-Untergrund. Parabelförmige Anfangsform der Linie mit starker Anfangssetzung bei Bauwerksbelastung. Übergang zu geringer Dauersetzung infolge ruhender Belastung und Verdichtung der Bodenschichten. Setzungsbeträge ab 1887 2,8 mm jährlich, abnehmend bis 1,8 mm im Jahre 1908.	Mehr oder weniger natürliche Grundwasserverhältnisse. Die durch künstliche Maßnahmen bis Anfang des Jahrhunderts hervorgerufenen geringen Veränderungen der natürlichen Grundwasserverhältnisse sind für die vorliegenden Fragen belanglos.	Faulschlammkolk, im Schichtenverband natürliche Grundwasserverhältnisse, voller Auftrieb.	Setzungserscheinungen, Rissebildung bereits während und unmittelbar nach Erbauung des Hauses, wie sie bei Bauwerken auf schlechtem Baugrund allgemein eintreten. Erweiterung der alten Risse und neue Risse, 1879 festgestellt. 1880 Schäden ausgebessert. Bei Beobachtungen während der Ausbesserungszeit wurden Zeichen neuer Bewegung nicht festgestellt. 1897 Haus baupollzellig geprüft. Außer den alten Rissen keine besonderen Feststellungen.
Ab 1908 außergewöhnliche Setzung mit einzelnen besonderen Setzungsabschnitten. 1908 Setzungsabsatz von ungefähr 10 mm.	Grundwasserabsenkung I, ohne Belang. Grundwasserabsenkung II, Absenkung um rd. 1,5 bis 2,0 m.	Von der Absenkung sind betroffen: Bauschutt 1 m.	Auftriebsverminderung
1911 bis 1913 Setzungsabsatz, Ausmaß zahlenmäßig nicht feststellbar.	Grundwasserabsenkung III, Absenkung um 2 bis 3 m.	Bauschutt 1 m, oberer Faulschlamm 1 m, Grenzbereich zwischen Faulschlamm und Flachmoortorf.	
1915 bis 1918 desgl.	Grundwasserabsenkung IV, Absenkung um rd. 3 m.	desgl.	Auftriebsverminderung
1920 bis 1922 desgl.	Grundwasserabsenkung V, Absenkung um rd. 3 m.	desgl.	
1926 bis 1927 desgl.	Grundwasserabsenkung VI, Absenkung um rd. 3 m.	desgl.	
1928 bis 1930 verstärkte Setzung, zahlenmäßig nicht feststellbar.	Grundwasserabsenkung VII, Absenkung um rd. 3,5 m.	Bauschutt 1 m, oberer Faulschlamm 1 m, Flachmoortorf rd. 1 m. Starke Auftriebsverminderung.	Pfeilriß festgestellt 6. Januar 1928. 9. September 1929 Sackung der Grundmauern festgestellt, größere neue Schäden.
1929 bis 1934	Wiederanstieg des Grundwassers.		Baupollzellige Beobachtung 14. September 1929 bis 3. Dezember 1932; Schäden nicht festgestellt.
1934 bis 1936 stärkste bisherige Setzung, dabei Senkungsbetrag von 42 mm innerhalb von 11 Monaten, (März 1935 bis Januar 1936).	Grundwasserabsenkung VIII (Neubau B), Absenkung um rd. 8 m.	Bauschutt 1 m, oberer Faulschlamm 1 m, Flachmoortorf 4 m, unterer Faulschlamm 1,5 m. Für rd. 8 m mächtigen Schichtenverband des Kolkes Wegfall des Auftriebs.	Große neue Schäden, Haus baufällig.

wiesen sich schließlich einwandfrei als die Ursachen der Bau­fälligkeit des Hauses. Der Grundwasserschnitt der Abb. 7 läßt eindeutig erkennen, daß zwar die Grundwasserabsenkung im Jahre 1929 gegenüber den vorhergehenden Absenkungen durch die Erfassung der Flachmoortorfschicht einschneidender war — das beweisen auch die aufgetretenen Bauschäden — daß aber die Absenkung VIII unzweifelhaft den stärksten Einfluß haben mußte. Aus dem Grundwasserschnitt der Abb. 7 geht ebenso eindeutig wie aus den beiden beigegebenen Grundwasserhöhenlinienplänen vom Dezember 1934 und November 1935 (Abb. 9 u. 10) hervor, daß ausschließlich die Grundwasserabsenkung VIII und nicht etwa andere benachbarte Absenkungen das Grundwasser unter Haus A so tief absenkten, daß die Schichten des Kolkes und dabei insbesondere der 4 m mächtige Flachmoortorf entwässert und zusammengepreßt wurden, Vorgänge, die letzten Endes zu großer Setzung und schließlich zur Bau­fälligkeit des Hauses A führten. Aus den Grundwasserhöhenlinienplänen ist ganz eindeutig herauszulesen, daß das Haus A zu diesen Zeiten nur im Senkungstrichter des Neubaus B und nicht der benachbarten Absenkungen lag. Die Grundwasserhöhenlinien sind nicht etwa willkürlich gezeichnete Linien, sondern Darstellungen, die auf zahlreichen jahrzehntelangen Beobachtungen fußen. Daß zur Darstellung von Grundwasserhöhenlinien die vermessungstechnische Auswertung der beobachteten Höhenzahlen allein nicht genügt, diese vielmehr nur an Hand des geologischen Schichtenaufbaues und im Einklang mit den offenen Gewässern usw. ausgewertet ein richtiges Bild ergeben, sei nur nebenbei erwähnt.

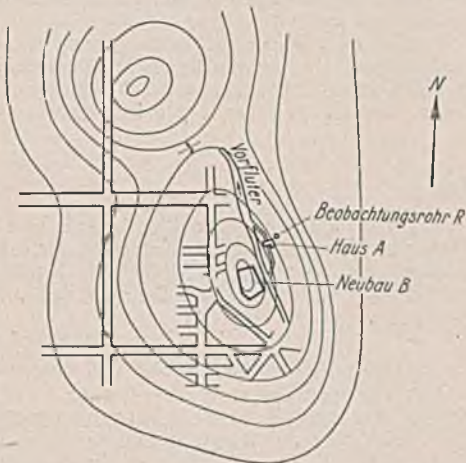


Abb. 9.
Grundwasserhöhenlinien Dezember 1934.

Die Einzel­fragen, die die Bearbeitung des vorliegenden Falles mit sich brachte, sind auch nach verschiedenen Verfahren rechnerisch behandelt worden. Es ist hier bewußt davon abgesehen, sie zu erörtern. Diese Verfahren sind auf einen gedachten oder angenähert angenommenen Schichtenaufbau im Untergrund zugeschnitten, wie er im natürlichen Schichtenverband nicht vorkommt. Die Fülle von Einzelerscheinungen und Einzel­fragen, die der Faulschlammkolik mit der ungemein unregelmäßigen Schichtenzusammensetzung gerade hier in sich birgt, kann durch Versuche oder rechnerische Behandlung heute noch nicht so erfaßt werden, daß die Ergebnisse als stichhaltige Beweise verwertbar wären. So kann man beispielsweise durch beliebige geringfügige, bei dem un-

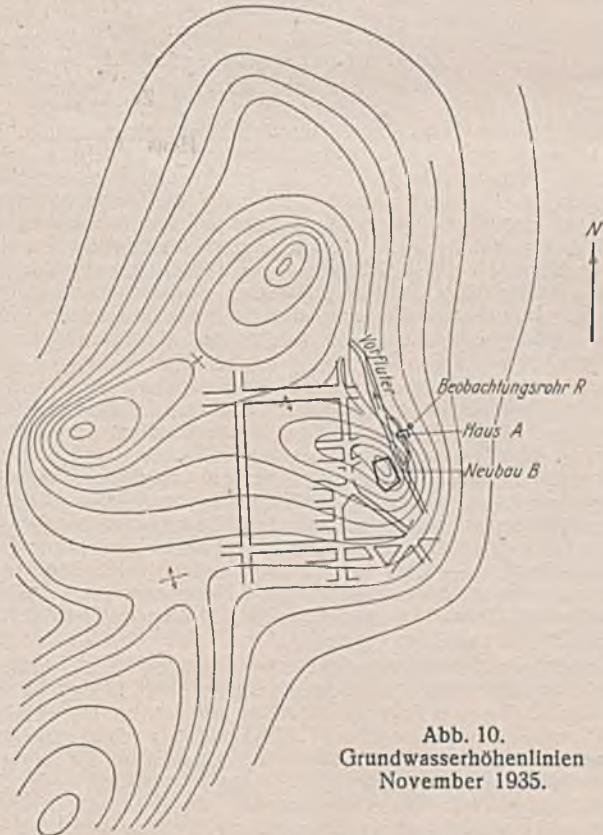


Abb. 10.
Grundwasserhöhenlinien
November 1935.

gleichen Schichtenaufbau des Kolkes durchaus berechnete Änderung der einen oder anderen Zahl einer mathematischen Formel, etwa der Durchlässigkeitsziffer k , Ergebnisse errechnen, die nicht als stichhaltig gewertet werden können.

Zur weiteren Untersuchung der Schadensfrage — dies gilt auch allgemein für ähnliche Fälle von Grundwasserabsenkungsschäden — wie zur Feststellung des Anteils der verschiedenen Schadensursachen sind im Anschluß an die Grundwasseruntersuchungen noch weitere, in erster Linie bautechnische und gegebenenfalls bodenmechanische Untersuchungen erforderlich.

In den obigen Ausführungen ist darauf hingewiesen, daß z. B. die Pfahlgründung unter bestimmten Umständen als bautechnischer Fehler zu bezeichnen ist und sich demnach entsprechend auf die Schadensbildung auswirken muß, oder daß die starre Verbindung des Mittelteils des Hauses mit den Seitenteilen besondere Spannungen und Zerrungen mit sich bringt und anderes mehr. Welcher Anteil der Schäden zahlenmäßig auf diese Einflüsse fällt, läßt sich aus den Grundwasseruntersuchungen, die eine Rahmenuntersuchung darstellen, nicht feststellen. Diesen grundsätzlichen Untersuchungen müssen sich nunmehr die Einzeluntersuchungen des Bauingenieurs anschließen.

In zahlreichen Grundwasserschadensfällen, bei denen rechtzeitige und sachgemäße Beobachtungen und Untersuchungen versäumt wurden, ist es daher schwierig, den stichhaltigen Beweis der Wirklichkeit zu führen. Bei gerichtlichen Entscheidungen fällt es dem Richter mitunter schwer zu urteilen, besonders in Fällen, in denen sich die Gutachter nicht einig sind. Meistens ist bei Rechtsstreiten über Grundwasserschäden eine größere oder kleinere Anzahl von Gutachten erstattet, die sich zunächst scharf widersprechen. Erst nach einer Reihe von Gegengutachten und Obergutachten kommt es dann im Laufe entsprechender Zeit zu einer Annäherung der Ansichten, auf Grund deren der Richter den Fall zu entscheiden vermag. In seinen treffenden Ausführungen über „Probleme der Grundwasserabsenkungsschäden“⁷⁾ bezeichnet Senatspräsident am Kammergericht Dr. Weber „das Gutachterproblem“ mit Recht als „lösungsbedürftige Spezialfrage“.

Im vorliegenden Falle sind so rechtzeitig Unterlagen gesammelt worden und hat außerdem die Natur selbst — leider oder glücklicherweise — so eindeutig gesprochen, daß gegen den Beweis der Ursächlichkeit auch durch Versuche im Prüfraum und mathematische Formeln nicht stichhaltig angegangen werden kann.

8. Zusammenfassung.

1. Die über rd. 70 Jahre sich erstreckende Senkungsgeschichte eines Hauses mit schwebender Pfahlgründung über einem Faulschlammkolik, die mit der Bau­fälligkeit infolge Grundwasserabsenkung endete, ist beschrieben.
2. Bei der Grundwasserabsenkung handelt es sich nicht um eine einmalige Dauerabsenkung, sondern um mehrmaliges Absenken und Wiederaufgehenlassen des Grundwassers bei verschiedenen tiefen Absenkungsbeträgen und verschieden tiefer Erfassung der Bodenschichten.
3. Aus dem zeitlichen, räumlichen und stärke­mäßigen Zusammenhang zwischen Grundwasserabsenkung und Setzung verbunden mit Bauschäden einerseits und dem Wiederanstieg des Grundwassers und dem Aufhören der Setzung mit Bauschäden andererseits ist der ursächliche Zusammenhang zwischen Grundwasserabsenkung und Bauschäden grundsätzlich erwiesen.
4. Der Setzungsvorgang des Hauses ist in der Setzungslinie der Abb. 8 bildlich dargestellt. Es sind folgende Abschnitte erkennbar: a) von 1867 bis 1908 bei natürlichen Grundwasserverhältnissen Verlauf der bekannten Zeitsetzungslinie, die abhängig ist vom Belastungsvorgang (Druckbelastung durch das Bauwerk, Verdichtung der Bodenschichten). Rißbildung, Kleinschäden; b) 1908 mit Beginn der Grundwasserabsenkungen größere Setzungsbeträge, abwechselnd mit Ruhepausen der Bewegungen, übereinstimmend mit der jeweiligen Grundwasserabsenkung und dem Wiederanstieg des Grundwassers, 1908 bis 1928 außergewöhnliche Schäden nicht bekannt, 1929 große Bauschäden, ab 1934 große Bauschäden, die bis zur Bau­fälligkeit des Hauses führten.
5. Die Bauschäden werden auf physikalisch-mechanische Vorgänge, nämlich die Druckbelastung durch Wegfall des Auftriebs bei den Grundwasserabsenkungen zurückgeführt. Mitwirkende Einflüsse: erhöhte Belastung des Baugrundes, Sackung der Schichten, Ausquetschen von Wasser, Zusammenpressung der Schichten, Umkehrung der Mantelreibung der Pfähle, Zusatzbelastung der Pfahlgründung, Ausquetschen und seitliches Ausweichen des Faulschlammes, Sinken der Pfähle.
6. Entscheidend beeinflußt werden die Setzungsvorgänge durch eine 4 m mächtige Flachmoortorfschicht innerhalb des Faulschlammkolkes. Die Pressungen, das Ausquetschen von Wasser und das Ausweichen und Quetschen des Faulschlammes usw. wirken sich in dieser nachgiebigen Schicht voll aus.
7. Der Weiterverfolg des Ausmaßes der einzelnen zu Bauschäden führenden Einflüsse im Anschluß an die Grundwasseruntersuchungen, bei denen gewisse bautechnische Fragen für die grundsätzlichen Feststellungen mit herangezogen werden mußten, liegt im Aufgabengebiet des Bauingenieurs.

Dem vorstehend beschriebenen Fall von Grundwasserabsenkung und Bauschäden kommt, wie erwähnt, weitergehende Bedeutung zu. Er zeigt, wie wichtig die Sammlung rechtzeitiger und sachgemäßer Unterlagen für die Beurteilung derartiger Fragen ist.

Die Erfahrungen einer mehrere Jahrzehnte umfassenden planmäßigen Grundwasserforschung sind nunmehr seit Jahren in die Praxis hinausgedrungen. Trotzdem kann man mitunter heute noch Bauten und Maß-

7) Weber, Probleme der Grundwasserschäden. DWW 1941, Heft 3, S. 140.

nahmen aller Art begegnen, bei denen Grundwasserbeobachtungen erst eingerichtet werden, wenn bereits Grundwasserschäden, sei es wirtschaftlicher oder bautechnischer Art, auftreten. Das ist dann meist schon zu spät und führt zu den vor Gericht oder sonstigen Stellen zu entscheidenden Streitfällen, bei denen sich verschiedene Gutachter mit ebenso verschiedenen Anschauungen bekämpfen, bevor es zu einem stichhaltigen Ergebnis kommt. Die Leidtragenden bei solchen Vorkommnissen sind sowohl die Unternehmer und Bauherren der Grundwasserabsenkungen als auch die Geschädigten, nicht zuletzt auch die Richter, die oft nicht wissen, nach welcher „wissenschaftlichen Ansicht“ sie rechtlich entscheiden sollen. Liegen jedoch rechtzeitige und sachgemäße Unterlagen vor, dann läßt sich der Ablauf der Vorgänge in der Natur mit den vorhandenen Untersuchungsverfahren so klären, wie es eine sachliche wissenschaftliche Untersuchung für die rechtliche Entscheidung erfordert.

Vermischtes.

Erlaß des Führers und Reichskanzlers über den Generalinspektor für Wasser und Energie.

Vom 29. Juli 1941.

Mit Rücksicht auf die besonderen Erfordernisse des Krieges und die Notwendigkeit einheitlicher Planung im großdeutschen Raume bestelle ich zur Führung und Neuordnung des Energieausbaues und der Energie- und Wasserwirtschaft einen Generalinspektor für Wasser und Energie. Er hat in seinem Geschäftsbereiche die Stellung und Befugnisse eines Reichsministers und eines Preußischen Ministers. Seine Behörde ist Oberste Reichsbehörde und Preußische Oberste Landesbehörde.

Zum Generalinspektor für Wasser und Energie ernenne ich den Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Reichsminister Dr. Todt.

I. Energiewirtschaft.

(1) Die Zuständigkeiten des Reichswirtschaftsministers auf dem Gebiete der Energiewirtschaft besonders nach dem Gesetz zur Förderung der Energiewirtschaft (Energiewirtschaftsgesetz) vom 13. Dezember 1935 (RGBl. I S. 1451) gehen auf den Generalinspektor für Wasser und Energie über.

(2) § 1, Abs. 2, des Energiewirtschaftsgesetzes erhält folgende Fassung:

„(2) Die Aufsicht übt der Generalinspektor für Wasser und Energie aus.“

(3) Der Reichswirtschaftsminister bleibt zuständig für

a) die Ermittlung des Strombedarfes für die gewerbliche Wirtschaft und die Anforderung der erforderlichen Energiemengen,

b) die Bereitstellung der für die Energiewirtschaft erforderlichen Werkstoffe und Kohlen,

c) die Zustimmung zur Inanspruchnahme des Kapitalmarktes für die Zwecke der Energiewirtschaft nach den allgemein für die gewerbliche Wirtschaft geltenden Bestimmungen und die Abstimmung der Anforderungen der Energiewirtschaft an den Geld- und Kapitalmarkt mit den Bedürfnissen der gesamten gewerblichen Wirtschaft,

d) die Zustimmung zur Neuregelung der Rechtsformen energie-wirtschaftlicher Unternehmungen, besonders handelsrechtlicher Gesellschaften, und zur Einführung neuer Rechtsformen auf dem Gebiete des handelsrechtlichen Gesellschaftsrechtes.

II. Wasserwirtschaft.

(1) Die Zuständigkeiten des Reichs- und Preußischen Ministers für Ernährung und Landwirtschaft und des Reichs- und Preußischen Verkehrsministers auf den Gebieten der Wasserwirtschaft und der Wasserstraßen gehen auf den Generalinspektor für Wasser und Energie über.

(2) Der Reichs- und Preußische Minister für Ernährung und Landwirtschaft bleibt zuständig für die landwirtschaftlichen Fragen in der Wasserwirtschaft, namentlich für die Durchführung der landwirtschaftlichen Folgeeinrichtungen. Über die Durchführung von Mellorationen in der Landwirtschaft und in der Fischerei sowie über die tragbare Belastung der Grundelgentümer entscheidet der Generalinspektor für Wasser und Energie im Einvernehmen mit dem Reichsminister für Ernährung und Landwirtschaft.

(3) Der Reichs- und Preußische Verkehrsminister bleibt für den Verkehr auf den Wasserstraßen zuständig.

(4) Der Generalinspektor für Wasser und Energie kann die technische Aufsicht über die Planung und Durchführung von wasserwirtschaftlichen Maßnahmen und Hafenbauten den Wasserbaubehörden übertragen, soweit nicht die Durchführung in den Händen staatlicher Behörden liegt.

III. Gemeinsame Bestimmungen.

(1) Der Generalinspektor für Wasser und Energie übernimmt spätestens bis zum 1. April 1942 das Personal des Reiches und Preußens, das mit den auf ihn übergehenden Aufgaben befaßt ist. Der Reichswirtschaftsminister, der Reichsminister für Ernährung und Landwirtschaft und der Reichsverkehrsminister stellen ihm die einschlägigen Geschäftsgruppen in ihren Ministerien sogleich zur Verfügung. Entsprechendes gilt für die Übernahme der dazugehörigen Haushaltsmittel und sächlichen Geschäftsbedürfnisse. Die Überleitung im einzelnen wird zwischen den beteiligten Reichsministern vereinbart.

(2) Zur Erfüllung seiner Aufgaben kann der Generalinspektor für Wasser und Energie Körperschaften oder Einrichtungen öffentlich-rechtlicher Art oder Gesellschaften des Handelsrechtes oder andere Einrichtungen unter Verwendung neuer Rechtsformen schaffen.

Der vorliegende Fall möge bei der Durchführung von Grundwasserabsenkungen sowohl in seiner natürlichen Endauswirkung, nämlich der Auffälligkeit eines Hauses, als auch im Ergebnis der Untersuchungen durch die Landesanstalt für Gewässerkunde als Hinweis dafür dienen, wie sich die Sackungs- und Senkungsvorgänge bei auf schlechtem Baugrund gegründeten Gebäuden infolge der Grundwasserabsenkung abspielen und wie diese Vorgänge untersucht und festgestellt werden können. Daraus ergibt sich die unbedingte Notwendigkeit, bei Grundwasserabsenkungen von vornherein, und zwar schon vor Baubeginn entsprechende Maßnahmen zur Feststellung etwaiger künftiger Schäden und zu ihrer Verhütung oder Wiedergutmachung sowie zur Abwendung übertriebener Forderungen, also letzten Endes zur Beweissicherung, vorzusehen. Nur an Hand ausreichender tatsächlicher Beobachtungen können Schadensfragen einwandfrei erkannt und beurteilt werden.

(3) Der Reichsminister des Innern und der Generalinspektor für Wasser und Energie werden beauftragt, für die diesem übertragenen Aufgabengebiete unter Einbeziehung des Straßenwesens den Aufbau einer einheitlichen Verwaltung im Rahmen der allgemeinen Verwaltung vorzubereiten.

IV. Geltungsbereich.

(1) Dieser Erlaß gilt auch in den eingegliederten Ostgebieten.

(2) Für das Generalgouvernement, das Protektorat Böhmen und Mähren, das Elsaß, Lothringen, Luxemburg und für die befreiten Gebiete der Untersteiermark, Kärntens und Krains führt und ordnet der Generalinspektor für Wasser und Energie die Energie- und Wasserwirtschaft im Einvernehmen mit den die Reichsgewalt ausübenden Stellen.

(3) In den besetzten Gebieten hat der Militärbefehlshaber oder die sonst die Reichsgewalt ausübende Stelle bei allen Maßnahmen auf dem Gebiete der Energie- und Wasserwirtschaft die Übereinstimmung mit der Energie- und Wasserwirtschaftspolitik des Generalinspektors sicherzustellen.

V. Ausführungsbestimmungen.

Der Generalinspektor für Wasser und Energie erläßt die zur Durchführung und Ergänzung dieses Erlasses erforderlichen Rechts- und Verwaltungsvorschriften im Einvernehmen mit den beteiligten Obersten Reichsbehörden.

Der Führer und Reichskanzler.

Adolf Hitler.

Der Reichsminister
und Chef der Reichskanzlei.

Dr. Lammers.

„Stahlbeton“ statt „Eisenbeton“. Bezeichnungsänderung. Eine Umbenennung des Eisenbetons in Stahlbeton ist allgemein als notwendig anerkannt. Der Ausschuß für die Neubearbeitung der Stahlbetonbestimmungen hat mich ersucht, nunmehr die zu einer allgemeinen Einführung der neuen Bezeichnung erforderlichen Schritte zu tun. Auf meinen Antrag hat dann der Herr Reichsverkehrsminister mit Erlaß vom 6. September d. J. — W 2. T 3. 320 — einer Umbenennung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in „Deutscher Ausschuß für Stahlbeton“ zugestimmt. Ich kann daher nun allgemein die Bezeichnung Stahlbeton zur Anwendung empfehlen und möchte im einzelnen dazu folgendes bemerken.

Bekanntlich hatte der Deutsche Normenausschuß schon im Jahre 1924 durch ein Merkblatt bekanntgegeben, daß nach einem Beschluß seines Werkstoffausschusses alles schon ohne Nachbehandlung schmelzbare Eisen in Zukunft als Stahl bezeichnet werden solle. Nun hat man zwar ausnahmsweise für druckbeanspruchte Bauteile nach dem Vorschlag von Emperger auch eine Gußeisenbewehrung angewendet — so bei der ehemaligen Schwarzenbergbrücke auf dem Leipziger Ausstellungsgelände und der über einen Arm der Oberspreew zur Abtei-Insel führenden Brücke in Berlin-Treptow — doch ist das eine Sonderbauweise, die man nicht als Eisenbeton zu bezeichnen pflegt. Eisenbeton ist regelmäßig mit schmelzbarem Eisen, also nach der jetzt geltenden Bezeichnungsweise mit „Stahl“ bewehrt.

In der Durchführung einer dementsprechenden Bezeichnungsänderung sind die österreichischen Normen vorangegangen. In den neueren Ausgaben der Ö-Norm B 2302 ist das Wort „Eisen“ im allgemeinen durch „Stahl“ ersetzt; die Ausdrücke „Eisenbeton“ und „Steineisendecken“ sind noch beibehalten, doch hatte sich schon 1935 Emperger mit Anregungen auf Umbenennung des Eisenbetons in Stahlbeton an den Deutschen Ausschuß gewendet. Die Umbenennung wurde zunächst bis zur allgemeineren Einbürgerung der Bezeichnung Stahl in den Sprachgebrauch vertagt. Gegen die Bezeichnungsänderung wurde damals u. a. auch geltend gemacht, daß die Hartbeläge der damaligen Stahlbeton-Kleinlogel AG. im Verkehr als Stahlbeton bezeichnet wurden, weshalb sich die Aktiengesellschaft dagegen wandte; bald darauf hat sich diese aber in Diamant-Beton-AG. umbenannt.

Als 1938 der Ausschuß für die Neubearbeitung der Bestimmungen in seine Arbeit eintrat, entschloß er sich zwar sogleich, die Umbenennung vorzuschlagen, doch sollte diese erst mit der Veröffentlichung des Entwurfs bekanntgegeben und so der Allgemeinheit zur Stellungnahme unterbreitet werden. Nun wurde aber inzwischen der Normblattentwurf DIN 4160, Deckenhohlsteine, veröffentlicht, der die Bezeichnung „Stahl-

steindecken¹⁾ enthält und gegen den kein Einspruch erhoben wurde. Damit hat die Bezeichnung der Bewehrung als Stahl schon die Zustimmung der Allgemeinheit gefunden.

Über die Anwendung sei kurz bemerkt:

Eiseneinlagen = Stahleinlagen, doch ist vorzuziehen, die bequeme Kürzung „Eisen“ (Mehrzahl) nicht etwa durch „Stähle“, sondern durch „Einlagen“ zu ersetzen und die Mehrzahl „Stähle“ für Stahlarten vorzubehalten, also nur von Rundstählen, Flachstählen, Knotenstählen u. dgl. zu reden. Die Ausdrucksweise bleibt mannigfaltig genug: „Eisen“ = Stahleinlagen = Einlagen = Bewehrungsstäbe = Bewehrung, wobei man z. B. von Zugeinlagen, Trageinlagen, Verteilungseinlagen usw., dagegen vielleicht von dem Abstand oder Umfang der Bewehrungsstäbe, von Zulagestäben usw. sprechen wird; die Gesamtheit der Zugeinlagen bildet die Zugbewehrung usw.

Die Benutzung der Kürzung „Einlagen“ hat noch den Vorteil, daß sie die Möglichkeit bietet, die Bezeichnungen F_e , E_e , σ_e , f_e beizubehalten und das e als „Einlage“ zu deuten. Mit einer derartigen Umdeutung ständen wir nicht allein, so bedeutete DIN „Deutsche-Industrie-Norm“, wird aber heute gelesen „Das ist Norm“. Gesprächsweise wurde mir empfohlen, statt des Zeigers e den Zeiger s = Stahl zu wählen. Dagegen wäre einzuwenden, daß der Zeiger s in den bestehenden Bestimmungen mehrfach schon in anderem Sinne benutzt wird; vgl. F_s , b_s , h_s , σ_s , σ'_s in den §§ 25 und 27. Ein endgültiger Vorschlag wird zweckmäßig erst nach Abschluß der sachlichen Neubearbeitung der Bestimmungen zu machen sein.
Dr.-Ing. Eilerbeck.

Bauschule in Regensburg. An der Bauschule des Bezirksverbandes Niederbayern-Oberpfalz in Regensburg wird am 1. Oktober d. J. eine Tiefbau-Abteilung zur Ausbildung von Tiefbauingenieuren eröffnet.

Bücherschau.

Vorspannung im Eisenbetonbau. Grundlagen, Ziel, Zweck und Anwendung. Beiträge von Professor Dr.-Ing. L. Pistor, Dipl.-Ing. R. Oppermann, Dr.-Ing. W. Passer, Oberbaurat Dr.-Ing. e. h. Dr. F. v. Emperger. Mit einem Geleitwort von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 80 S., 68 Textabb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 3,80 RM.

Es ist schon vor Jahrzehnten erkannt worden, daß es möglich sein müsse, durch Vorspannung der Zugeseinlagen die Zugspannungen im Beton weitgehend zu vermindern und dadurch die Ribgefahr zu beseitigen. Leider waren maßgebende Baustoffeigenschaften damals noch unbekannt, so daß das erstrebte Ziel praktisch nicht zu erreichen war. Erst die letzten Jahre haben darin einen Wandel geschaffen. Die sehr wesentliche Tatsache des Kriechens des Betons ist jetzt genügend genau erkannt und erforscht, die Betongüte ist beträchtlich verbessert, und damit wurde es möglich, Stahl von bedeutend höherer Festigkeit zu verwenden, so daß die wirtschaftlich gebotene Ersparnis von Baustoffen wirklich durchgeführt werden konnte.

Das vorliegende Werk gibt eine für weitere Kreise bestimmte Darstellung der wesentlichen Gesichtspunkte und Verfahren der Vorspannung; es ist zusammengestellt aus einigen Veröffentlichungen des letzten Jahres in den Zeitschriften Beton u. Eisen und Bautechnik, die so in handlicher Form eine vortreffliche Übersicht über die Grundlagen und Fortschritte des Verfahrens vermitteln. Der Vortrag von Pistor gibt eine allgemeine Übersicht und arbeitet die zwei Hauptmöglichkeiten heraus, wonach die Zugglieder aus Stahl entweder hauptsächlich außerhalb des Betonquerschnitts oder aber innerhalb des Verbundquerschnitts liegen. Wichtig ist die Feststellung, daß eine Stahlvorspannung von 1500 kg/cm² durch Schwinden und namentlich Kriechen verlorengelht, unabhängig von der Höhe der gewählten Vorspannung. Erst der Überschuß kann dauernd wirksame Druckspannungen im Beton erzeugen. Eine kurze Übersicht über die verschiedenen Verfahren wird ergänzt durch die folgenden Abhandlungen über Versuchsergebnisse mit Spannbetonträgern auf dem Werkplatz der Wayss & Freytag AG. in Frankfurt a. M. und im Materialprüfungsamt in Dresden, ferner über eine Reichsautobahnbrücke nach der Bauart Finsterwalder und schließlich durch einen Aufsatz, in dem F. v. Emperger sein Verfahren behandelt, durch Zulegung vorgespannter Stahldrähte von verhältnismäßig geringem Querschnitt zur nichtvorspannten Hauptbewehrung vorteilhafte und vor allem praktisch durchführbare Wirkungen zu erzielen. Ein Schrifttumverzeichnis ist am Schluß angefügt.
Domke.

Thoma, D.: Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Heft 10, 71 S. mit 85 Textabb. München u. Berlin 1940, R. Oldenbourg. Preis geh. 5,40 RM.

Zuerst berichtet Dipl.-Ing. Helmut Leutelt über die Untersuchung einer Francismodellturbine mit verschiedenen Saugrohrformen. Das schwierige Unternehmen, nach der Abstimmung von Laufrad und Saugschlauch, den Vergleich der verschiedenen untersuchten Modelle für die Ausbildung des Saugschlauchs durch die entsprechenden Wirkungsgradlinien der Turbinenleistung bei verschiedener Beaufschlagung zur Beweis- und Schlußfolgerung übersichtlich darzustellen, ist gelungen. Wir nehmen mit Genugtuung zur Kenntnis, daß das bei amerikanischen Wasserkraftanlagen viel in Anwendung gebrachte Ausbreit- oder Kegel-

trichter-Saugrohr, dessen Ausführung schwierige Schalungs- und Betonarbeiten erfordert, dem heute in Deutschland fast allgemein angewendeten Voith-Saugrohr Modell 1931 nicht allgemein überlegen ist. Der Hinweis des Verfassers auf die Vorteile, die das Ausbreitungsrohr bei Turbinenpumpen bringt, ist zu beachten. Der Turbinenbauer wird aus den Versuchserfahrungen viel Nutzen ziehen. Der Baulingenieur würde die Ausdehnung der Versuche auf die Auswirkung verschiedener Saugrohrtiefen und Baulängen auf den Wirkungsgrad, zum Vergleich der Baukosten mit der Leistung, sehr begrüßen.

Von größtem Werte für den Eisenwasserbau und Wehrbau sind die nun folgenden Untersuchungen von Karl Peters über Flatterschwingungen von Überfallstrahlen. Die Anregung zu diesen neuartigen Versuchen gaben offenbar die Kaskadenüberfälle im Park des Nymphenburger Schlosses, deren Überfallstrahl im schönsten Gleichmaß flatternd schwingt. Durch die erschöpfende Beschreibung des flatternden Strahles lernen wir die Ursache und die Anfachung der Wehrschwingungen kennen. Die Feststellung Peters, daß der Lufraum im Bereich unter der Überfallkante sozusagen der Resonanzboden der Flatterschwingungen ist und sein Vorschlag zur Abschirmung dieses Lufrums gegen die von der Strahlauflaststelle kommenden Schallerregungen sind neuartig. Die Wasserbauer erwarten allerdings noch praktische Vorschläge zur Abschirmung der Überfallkante von Klappen- und Versenkwehren.

Zum Schluß versucht Peters noch Beziehungen zwischen dem flatternden Wasserstrahl und einer im Wasserstrom flatternden Fahne, namentlich hinsichtlich des Schwingungsantriebs, durch seine Untersuchung über Flatterschwingungen von Fähnen zu finden, die aber mehr für den Wissenschaftler als für den Techniker von Bedeutung ist.

A. Schäfer, Stuttgart.

Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reichs, Abflußjahr 1937.

Herausgegeben von der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements in Berlin. Allgemeiner Teil: XI u. 53 S. Abflußjahr 1937. Geh. 3 RM. Teil I: Memel-, Pregel- und Weichselgebiet. IV u. 48 S. Geh. 2 RM. Teil II: Odergebiet. V u. 75 S. Geh. 3 RM. Teil III: Elbegebiet. VII u. 133 S. Geh. 5 RM. Teil IV: Weser- und Emsgebiet. IV u. 78 S. Geh. 3 RM. Teil V: Rheingebiet. VIII u. 164 S. Geh. 6 RM. Teil VI: Küstengebiet der Ost- und Nordsee. IV u. 75 S. Geh. 3 RM. Teil VII: Donaugebiet. VIII u. 138 S. Geh. 5 RM. Berlin 1940, Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Im ganzen: Preis geh. 30 RM. Die Teile sind auch einzeln zu haben.

Die Landesanstalt bringt mit diesem stattlichen Buche (im ganzen 760 Quartseiten Text) den ersten Jahrgang eines Reichsjahrbuches — Jahrgang 1937 — heraus. Dieses Reichsjahrbuch tritt an die Stelle der von verschiedenen deutschen Ländern bisher herausgegebenen Jahrbücher. Mit ihrem letzten Jahrgang 1936 stellten daher

- das von Preußen herausgegebene „Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands“,
- das von Bayern herausgegebene „Jahrbuch der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde“,
- das von Österreich herausgegebene „Jahrbuch des Hydrographischen Zentralbureaus in Wien“,
- das von Sachsen herausgegebene „Jahrbuch des Amtes für Gewässerkunde des Landes Sachsen“,
- das von Württemberg herausgegebene „Württembergische Jahrbuch für Gewässerkunde“,
- das von Baden herausgegebene „Jahrbuch des Hydrographischen Büros in Karlsruhe“,
- der von Thüringen herausgegebene „Jahresbericht der Thüringischen Landesanstalt für Gewässerkunde“ und
- die von Hessen herausgegebenen „Wasserstandsbewegungen in Hessen“

Ihr Erscheinen ein.

In Form, Einteilung und Umfang schließt sich das Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reichs unmittelbar an das Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands an. Besondere Beachtung verdienen die meisterhafte Ausnutzung des Raumes, die sorgfältige Ausführung des Druckes, die Gleichmäßigkeit der Buchstaben und Ziffern sowie die Regelmäßigkeit aller Linien, die mit scharfem Strich gezogen sind und durch ihre vollkommene Gleichmäßigkeit und genau abgesetzte Länge jeder einzelnen Tafel ein klares und überzeugendes Aussehen verleihen. So stellt sich das Ganze als ein formvollendetes Kunstwerk dar.

Durch die Zusammenfassung der gewässerkundlichen Statistik im Reichsjahrbuche sind die bisherigen Teile des norddeutschen Jahrbuches noch um einen VII. Teil, das Donaugebiet, vermehrt worden.

In den übrigen Stromgebieten ist die Zahl der Pegel, von denen Angaben veröffentlicht werden, nicht bloß durch neue Pegel der Länderanstalten, sondern auch durch Hinzunahme einer beschränkten Zahl weiterer Pegel zu den Pegeln des früheren norddeutschen Jahrbuches in gewissen Grenzen vermehrt worden. Bei den letzteren handelt es sich im wesentlichen um Pegel an den Wasserläufen II. Ordnung.

Eine Übersicht über die Gesamtzahl der Pegel, von denen der Jahrgang 1937 Angaben bringt, wird im Allgemeinen Teil des Jahrbuches gegeben. Danach werden die täglichen Wasserstände von 662 Pegeln und die Wasserstandshäufigkeiten von 269 Pegeln mitgeteilt. Hauptzahlen der Grundwasserstände bringt das Jahrbuch von 460 Meßstellen.

Gegen das norddeutsche Jahrbuch neu sind die Tafeln der täglichen Abflussmengen bei einer ausgewählten Anzahl von Pegeln. Für diese Pegel werden auch die Hauptzahlen der Abflussmengen (m³/sek) und Abflussspenden (l/sek · km²) und die Dauerlinien der Abflussmengen mitgeteilt.

¹⁾ Das Wort „Stahlsteindecken“ = Steineisendecken ist offensichtlich besser als „Stahldecke“.

Mit Hilfe eines zweiten Maßstabes kann man die Abflußmengen-dauerlinien gleichzeitig als Abflußpendendauerlinien benutzen. An Stelle der Ergebnisse der einzelnen Abflußmengenmessungen und der Aufzählung der Gefälls- und Querschnittaufnahmen werden in einer neuen Tafel die Fallhöhen, das Spiegelgefälle in ‰, die Abflußmengen in m³/sek und die Abflußpenden in 1/sek · km² von bestimmten Flußstrecken mitgeteilt. Aus diesen Zahlen erhält man schnell einen Überblick über die gewässerkundlichen Verhältnisse der einzelnen Stromgebiete und Flußstrecken.

Neu sind ferner die Tafeln der täglichen Wassertemperaturen mit Hauptzahlen. Sie bilden eine wichtige Ergänzung der Aufzeichnungen der Eiserschneidungen. Auch werden sie sich für die floristische und biologische Beurteilung der Gewässer als sehr wertvoll erweisen. Durch die Einführung einheitlicher Schöpfthermometer dürfte eine ausreichende Gleichmäßigkeit der Beobachtungen gewährleistet werden.

Im ganzen gesehen, bringt das Reichsjahrbuch freilich die gewässerkundlichen Angaben einer nur beschränkten Anzahl von Pegeln und Meßstellen. Es sind dies die Pegel, die nach der preußischen Pegelvorschrift vom 14. September 1935, die vom Abflußjahr 1937 an auch für alle außerpreußischen Behörden der Reichswasserstraßenverwaltung und der mit wasserwirtschaftlichen Aufgaben betrauten Länderverwaltungen in Kraft gesetzt ist, zu den Pegeln 1. Ordnung gehören.

Für die Bearbeitung bestimmter örtlicher wasserwirtschaftlicher und gewässerkundlicher Aufgaben werden die Angaben des Reichsjahrbuches nicht immer ausreichen. An dieser Stelle setzt die Tätigkeit der gewässerkundlichen Anstalten der Länder sowie die der wasserwirtschaftlichen Stellen in den Mittel- und Ortsbehörden ein, die nach der Pegelvorschrift, ihrem fachlichen Vermögen und ihren Einsatzmöglichkeiten die ergänzenden Unterlagen beschaffen.

Die „Besonderen Mitteilungen zum Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reichs“, die in zwangloser Folge erscheinen, werden ebenfalls Gelegenheit dazu geben, zu bestimmten Aufgaben Stellung zu nehmen.

Im großen gesehen, gibt das neue Reichsjahrbuch für die Beurteilung der gewässerkundlichen Verhältnisse an allen deutschen Strömen, Flüssen und Küsten einen schnellen und umfassenden Überblick. Darüber hinaus wird man zahlreiche Fragen im Fluß- und Seebau sowie in der Wasserwirtschaft mit Hilfe der Unterlagen, die das Jahrbuch gibt, mit Erfolg bearbeiten können.

Die einheitliche Zusammenfassung der gesamten gewässerkundlichen Statistik in einem Werk wird die Bedeutung des Jahrbuches noch wesentlich erhöhen. Die in der Gewässerkunde mit größtem Nutzen eingeführten scharfen Begriffsbestimmungen und einheitlichen Bezeichnungen werden noch mehr als bisher in den geistigen Besitz aller derer übergehen, die sich mit gewässerkundlichen Aufgaben befassen. Der allgemeine Überblick über die gewässerkundlichen Arbeiten im ganzen Reichsgebiet wird dazu anregen, die eigenen Arbeiten zu vertiefen und zu ergänzen, vor allen Dingen aber immer wieder daran erinnern, daß auf die Beobachtungen und Messungen peinlichste Sorgfalt und größte Umsicht verwendet werden muß. Denn nur dadurch ist es möglich, daß die gewässerkundlichen Unterlagen jahraus, jahrein zuverlässig und lückenlos zur Verfügung stehen. Walter Sperling, Warschau.

Büchner, Fritz: Hundert Jahre Geschichte der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. 220 Seiten, 12 ganzseitige Abb., 8 Tafeln. Privatdruck.

Im November 1840 erhielt der Kaufmann Ludwig Sander die staatliche Genehmigung, in Augsburg eine Maschinenfabrik zu errichten. Im November 1841 wurde dem Kaufmann Johann Friedrich Klett die gleiche Genehmigung für eine Maschinenfabrik in Nürnberg erteilt. Die Stammwerke der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg bestehen also 100 Jahre. Das Unternehmen hat aus diesem Anlaß allen Gefolgschaftsmitgliedern und seinen Geschäftsfreunden eine Festschrift überreichen lassen, in der Fritz Büchner in meisterhafter Weise die Entwicklung der Werke beschreibt. Die Geschichte der MAN wird in seiner Darstellung zur lebendigen Schilderung des gewaltigen Aufstiegs der Technik seit der Mitte des vorigen Jahrhunderts und der damit verbundenen Neugestaltung der Formen der deutschen Wirtschaft.

Das Augsburger Werk begann mit Dampfmaschinen, Dampfkesseln, Wasserturbinen, Eismaschinen und entwickelte unter der technischen Leitung von Carl August Reichenbach vor allem den Druckmaschinenbau, in dem das Werk heute noch führend ist. Unter Heinrich von Buz (1833 bis 1918) nahm es den Weg zu seiner heutigen weltumspannenden Bedeutung, besonders durch die Aufnahme der Erfindung Rudolf Diesels, dessen Motor in langen Jahren mühevoller und kostspieliger Arbeit trotz vieler Rückschläge zu einer betriebssicheren Maschine entwickelt wurde, die dann die Welt eroberte.

Das Nürnberger Werk ist durch Theodor Cramer (den späteren Freiherrn von Cramer-Klett, 1817 bis 1884) zur Höhe geführt worden. In den Jahren 1848 bis 1873 unter der technischen Leitung von Ludwig Werder stellte es Dampfmaschinen, Bahnwagen, Gußteile aller Art, Drahtstifte, Waffen u. a. her, später kam der Bau von Gasmaschinen, Luftführungsanlagen, Kranen, Lastkraftwagen und vielen anderen Maschinen hinzu. Die Brückenbauabteilung des Unternehmens, die im Jahre 1854 durch den Bau des Münchener Glaspalastes sich einen Namen geschaffen hatte, gründete im Jahre 1860 eine Niederlassung in Gustavsburg, die bis zum Jahre 1884 unter Leitung von Heinrich Gerber (1832 bis 1912), dann unter Anton von Rieppel (1852 bis 1920) zu einer der ersten Stahlbauanstalten Deutschlands heranwuchs. Anton von Rieppel wurde im Jahre 1889 Vorstandsmitglied, im Jahre 1892 alleiniger Vorstand des gesamten Nürnberger Werkes.

Das Jahr 1898 brachte die Vereinigung der beiden Unternehmen zu der „Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg“, deren Zeichen MAN heute überall bekannt ist. Den Vorstand bildeten Heinrich von Buz und Anton von Rieppel; nach dem Ausscheiden des ersteren im Jahre 1913 war Anton von Rieppel bis zum Jahre 1920 alleiniges Vorstandsmitglied. In diesem Jahre erwarb die Gutehoffnungshütte in Oberhausen-Sterkrade die Aktienmehrheit der MAN, ihr Generaldirektor Paul Reusch übernahm den Vorsitz des Aufsichtsrates, und an Stelle von Anton von Rieppel trat als Vorsitzender des Vorstandes Richard Buz, der Sohn von Heinrich von Buz.

Über die heutige Bedeutung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg und die Leistung ihrer vielen Betriebe braucht nichts gesagt zu werden, sie sind genügend bekannt. Der oben gegebene Rückblick auf ihre Geschichte sollte nur die Erinnerung an die Männer wachrufen, deren Arbeitskraft und starker Wille aus kleinen Anfängen das Werk geschaffen haben, das heute zu den ersten deutschen Unternehmen zählt. Wie sie im einzelnen ihr Ziel verfolgt und erreicht haben, das schildert die Festschrift in gedrängter Kürze und in stets fesselnder, anregender und leicht lesbarer Form. Man sollte den Band nicht im Drange der Geschäfte beiseitelegen, wie man heute so vieles Wertvolle auf ruhigere Zeiten verschieben muß, sondern sollte ihn in Stunden der Besinnung und Entspannung zur Hand nehmen und wirklich lesen. Den Aufstieg eines großen Werkes und Arbeit und Kampf seiner Schöpfer zu verfolgen, bringt immer Gewinn, denn die Vergangenheit ist, wie auch der Schluß des Vorworts sagt, der Quell der Zukunft. Lohmeyer.

Personalnachrichten.

Technische Hochschule Hannover. Professor Dr.-Ing. habil. Troche in Kotheln ist unter Ernennung zum ordentlichen Professor der Lehrstuhl für Holzbau, Baustoff- und Bauverbandslehre übertragen worden.

Technische Hochschule Karlsruhe. Dem außerordentlichen Professor Dr.-Ing. Kammüller in Karlsruhe ist unter Ernennung zum ordentlichen Professor der Lehrstuhl für Eisenbeton und Statik des Eisenbetonbaues übertragen worden.

Deutsches Reich. Straßenwesen. Oberreichsbahnrat Saurler, München, ist unter Ernennung zum Baudirektor die Stelle des Leiters der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Nürnberg übertragen worden.

Unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit wurden in den unmittelbaren Reichsdienst übernommen und ernannt: zu Oberregierungsbauräten: Oberbaurat Eduard Kollmann bei der Straßenverwaltung Sudetengau, Straßenbauamt Reichenberg, Regierungsbaurät Franz Lenikus bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Niederdonau, Hauptverwaltung, Regierungsrat Dr.-Ing. Hans Renner bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Steiermark, Hauptverwaltung, Regierungsbaurät Dipl.-Ing. Hermann Wanner bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Kärnten, Hauptverwaltung, Karl Weiß beim Generalinspektor; — zu Regierungsbauräten: Bauassessor Johannes Seeling bei der Straßenverwaltung im Sudetengau unter Bestellung zum Vorstand des Straßenbauamts Teplitz-Schönau, Bauassessor Carl Weiße bei der Straßenverwaltung im Sudetengau, Hauptverwaltung Reichenberg, Dipl.-Ing. Franz Urban bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Kärnten, Hauptverwaltung, Techn. Rat (Baurat) Dipl.-Ing. Anton Rotter bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Niederdonau unter Bestellung zum Leiter des Straßenbauamts Znaim, Regierungsbauassessor Alfred Boegl beim Straßen- und Flußbauamt Speyer, Regierungsbauassessor Dipl.-Ing. Heinz Hildebrand bei der Abt. IX (Bauverwaltung), Straßenbau, der Hess. Landesregierung, Regierungsbauassessor Carl Enders beim Hess. Straßenbauamt Schotten, Regierungsbauassessor Heinz Bauer beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim, Regierungsbauassessor Otto Bierling beim Straßen- und Flußbauamt München, Regierungsbauassessor Carl Dippold beim Bayer. Staatsministerium des Innern, Regierungsbauassessor Hans Eckl beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim, Regierungsbauassessor Sigmund Fießl beim Straßen- und Flußbauamt Traunstein, Bauassessor Heinrich Vogt beim Reichsstatthalter in Hessen (Oberste Straßenbaubehörde in Darmstadt), Regierungsbauassessor Johann Maurer bei dem Straßen- und Flußbauamt Amberg, Regierungsbauassessor Konrad Metz bei dem Straßen- und Flußbauamt Kempten, Regierungsbauassessor Ludwig Hell beim Reichsstatthalter in der Westmark, Saarbrücken, Dipl.-Ing. Walter Hausleitner bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Kärnten, Hauptverwaltung, Dipl.-Ing. Rudolf Raab bei der Straßenverwaltung des Reichsgaues Niederdonau, Hauptverwaltung, Regierungsbauassessor Georg Wübbehorst beim Straßenbauamt Oldenburg-Ost, Regierungsbauassessor Alfons Boegl beim Straßen- und Flußbauamt Speyer.

Die Große Staatsprüfung im Wasser-, Kultur- und Straßenbaufach bestand der Regierungsbaureferendar Willi Loyal, Lübeck.

Die Große Staatsprüfung im Eisenbahn- und Straßenbaufach bestanden die Regierungsbaureferendare Siro Asinelli, Mannheim, Heinz Boegershausen, Arnberg i. W., Gerhard Fiedler, Eisleben, Hans Laaser, Berlin-Karow, und Josef Sedlacek, Neunkirchen ND.

INHALT: Der Mastunnel zu Rotterdam. — Grundwasserabsenkung und Bauschäden. — Vermischtes: Erlaß des Führers und Reichskanzlers über den Generalinspektor für Wasser und Energie. — „Stahlbeton“ statt „Eisenbeton“. — Bauschule in Regensburg. — Bücherschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.