

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 4

**Das Tragverhalten des Frankfurter Tons  
bei  
im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen**

April 1970







Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 4

**Das Tragverhalten des Frankfurter Tons  
bei  
im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen**

April 1970



## INHALT:

	Seite
Vorwort	1
1. Bericht: Der Frankfurter Ton	9
2. Bericht: Die Tragfähigkeit von Verpreßankern im steif-plastischen Ton	15
3. Bericht: Die Tragfähigkeit von Bohrpfehlen im Frankfurter Ton	38
4. Bericht: Der Erdwiderstand gegen die Trägerbohlwand im Frankfurter Ton	70
5. Bericht: Der Verformungsmodul des Frankfurter Tons	89





## Vorwort

Im Jahre 1965 wurde die Bundesbahndirektion Frankfurt/Main von der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn beauftragt, einen Vorentwurf für die Verbesserung des Personennahverkehrs im Ballungsraum Frankfurt/M., insbesondere für den Bau einer unterirdischen Verbindungsbahn (V-Bahn) und die Einführung der Vorortstrecken, zu erstellen.

Dieser Vorentwurf wurde von einer in kürzester Zeit aufgebauten "Gruppe Nahverkehr" unter Leitung des Herrn Abteilungs-Präsidenten Dr.-Ing. Keckeisen erarbeitet und noch Ende desselben Jahres der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn in Frankfurt/M. vorgelegt.

Das Nahverkehrsnetz der Bundesbahn erhielt später die allgemein bekannte Bezeichnung "S-Bahn".

Im Jahre 1966 erging Auftrag zur Baureifplanung der ersten Baulose der unterirdisch vom Hauptbahnhof Frankfurt/M. durch die Innenstadt führenden Trasse der S-Bahn. Dieser Auftrag bezog sich auf folgende sieben Baulose:

- Los 1: zwei eingleisige und eine zweigleisige Rampe im Gleisvorfeld des Hauptbahnhofs Frankfurt/M.,
- Los 2: vier eingleisige Tunnelröhren unter dem Weichenbereich des Hauptbahnhofs,
- Los 3: westlicher Hauptteil des unterirdischen viergleisigen S-Bahnhofs mit zwei Inselbahnsteigen und drei darüberliegenden Parkgeschossen für Pkw; etwa zur Hälfte in der Bahnhofshalle des Hauptbahnhofs liegend,
- Los 4: Unterquerung des Nordflügels des Empfangsgebäudes des Hauptbahnhofs Frankfurt/M. mit dem viergleisigen S-Bahnhof und darüberliegendem rund 7 m hohem Geschoß für Lüftungsanlagen,

Los 5: Kreuzungspunkt mit viergleisigem Bahnhof zweier städtischer U-Bahnstrecken, einschließlich Übergangstreppen und Fußgängergeschoß unter dem Hauptbahnhofs-Vorplatz, sowie östlicher Weichenzone des S-Bahnhofes,

Los 6: zwei eingleisige Tunnelröhren unter der städtischen Bebauung,

Los 7: zweigleisiger Haltepunkt "Taunusanlage" mit Inselbahnsteig.

Die Bauwerke der Lose 1, 3, 5 (teilweise) und 7 können in offener Baugrube hergestellt werden, bei dem Bauwerk im Los 4 ist dies nur nach Teilabbruch des Empfangsgebäudes möglich.

Die eingleisigen Tunnelröhren der Lose 2 und 6 werden im Schildvortrieb aufgeföhren.

Im Ostteil des Loses 5 sind ebenso wie beim Los 4, sofern ein Teilabbruch des Empfangsgebäudes nicht erfolgen soll, nur bergmännische beziehungsweise Abfangungsmethoden möglich.

Allein bei diesen ersten Baulosen treten demnach eine ganze Reihe von Fragen zur Bodenmechanik auf, von denen ein Teil mit den bisherigen Kenntnissen über das Zusammenwirken von Baugrund und Baugrubenverbau im Hinblick auf die hier angetroffenen Bodenverhältnisse nicht beantwortet werden konnte.

Im Jahre 1967 wurden in der Trasse der Baulose 1 bis 7 45 Aufschlußbohrungen mit Teufen bis zu 50 m niedergebracht. Neun Aufschlußbohrungen wurden für Pumpversuche, die übrigen als Grundwassermeßstellen hergerichtet.

Das Ergebnis dieser Bohrungen zeigte im wesentlichen folgendes Bild des Baugrundes:

Unter einer holozänen Aufschüttung von 3 bis 5 m Stärke liegen pleistozäne Kiessande auf der stark welligen Oberfläche des Tertiärs, die in 8 bis 11 m Tiefe erbohrt wurde. Die dem Miozän entstammenden Schichten des Tertiärs bestehen im wesentlichen aus Tonmergeln und teilweise aus reinen Tonen, in die nicht horizontbeständige Kalk- und Schneckensandschichten sowie Kalk- und Dolomitsteinschichten geringerer Mächtigkeit eingelagert sind. In einigen Bereichen ist der Kalkstein durch einen sehr harten Algenkalk ersetzt. In der erkundeten Trasse wurden auch zwei Verwerfungslinien festgestellt.

Bezüglich des Grundwassers müssen zwei Stockwerke unterschieden werden:

Das obere Grundwasserstockwerk befindet sich über den wasserunwegsamem Tonen und Tonmergeln in den Kiessanden des Pleistozäns.

Das untere Grundwasserstockwerk bilden die in den Tonmergel eingelagerten Sand- und Gesteinsschichten, die Poren- bzw. Kluftwasser führen. Diese Schichten stehen mit dem oberen Grundwasserstockwerk sowohl über die Verwerfungslinien als auch über jene Poren- und Kluftwasserleiter in Verbindung, die die Oberfläche des Tertiärs erreichen.

Infolgedessen steht dort das Wasser unter dem hydrostatischen Druck des oberen Grundwasserspiegels.

Mit Ausnahme der westlichen Rampen liegt der S-Bahntunnel im Tonmergelbereich, den man allgemein auch als "Frankfurter Ton" bezeichnet. Er hat eine steifplastische Konsistenz. Um das Vorhaben verwirklichen zu können, muß seine Festigkeit oftmals sehr weitgehend ausgenutzt werden, und die konstruktiven Maßnahmen, die sowohl den Bestand der Baugrube als auch der angrenzenden Gebäude sicherstellen sollen, müssen auch gewährleisten, daß durch die Krafteintragungen in den Ton keine schädlichen Setzungen im Einflußbereich der Bauarbeiten auftre-

ten.

Eine solche Forderung gilt zwar für jedes bebaute Gebiet, jedoch in erhöhtem Maße für einen der stärkstbelasteten Bahnhöfe Deutschlands mit seinen gegen Setzungen sehr empfindlichen Weichen- und Signalanlagen. Soweit Setzungen im voraus berechenbar sind, kann man ihren Folgeerscheinungen rechtzeitig entgegentreten, jedoch können unvorhergesehene Setzungen oder gar seitliche Verschiebungen des Untergrundes zu einer Behinderung des Zugverkehrs in diesem wichtigen Verkehrsknoten führen. Eine besondere Erschwernis bilden die dicht neben der Baugrube des Loses 3 (Tiefbahnhof) stehenden Fundamente der großen Bahnsteighalle (Stahlkonstruktion).

Von besonderer Bedeutung sind daher das Tragverhalten der Glieder des Baugrubenverbaues im Ton und Aussagen über den Elastizitätsmodul des Tons für die Schildbauweise.

Herr Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Ordinarius für Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen Hochschule Darmstadt, der als Gutachter für Fragen der Bodenmechanik für die Neubauabteilung der Bundesbahndirektion Frankfurt/M. tätig ist, schlug vor, das Verhalten des Tons im Hinblick auf die oben genannten Fragen durch Großversuche prüfen zu lassen. Dank dem Verständnis der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn wurden die Mittel zur Durchführung der Versuche bewilligt und mit den Arbeiten im Oktober des Jahres 1967 begonnen.

Etwa im Zuge der S-Bahntrasse (Baulos 7) wurde in einer Grünanlage gegenüber dem alten Frankfurter Opernhaus eine 6 x 9 m große Baugrube umspundet, die zunächst bis in 9 m Tiefe, später bis rund 14 m Tiefe ausgehoben wurde. Der Platz wurde unter anderem deswegen gewählt, weil die Aufschlußbohrungen ergeben hatten, daß der Ton dort bis etwa 8 m unter Geländeoberfläche ansteigt, wenig Zwischenschichten hat und somit besonders günstige Verhältnisse für die Durchführung der Versuche gegeben waren. Die Verlegung der Versuche an einen Ort,

der erst zu einem späteren Zeitpunkt in den Bereich des Baugeschehens kommt, bot den Vorteil, daß sie ohne Zeitdruck und ohne gegenseitige Behinderung von Baubetrieb und Versuchsdurchführung mit der notwendigen Sorgfalt ausgeführt werden konnten.

Im einzelnen wurden folgende Versuche durchgeführt:

1. Tragfähigkeit beziehungsweise Spitzenwiderstand und Mantelreibung einer Baugruben-Mittelstütze im Ton.
2. Erdwiderstand eines lotrechten Trägers im Ton beim Berliner- beziehungsweise Hamburger-Verbau.
3. Kraftaufnahme einer Rückwärtsverankerung im Ton über die Zeit, Auswirkung der Kriechbewegungen und der hierbei möglichen Spannungsverlagerungen in der Krafteinleitungsstrecke auf die zulässige Ankerkraft.
4. Verformungsmodul des Tones in der Horizontalen über die Zeit, Einfluß der Kriechverformungen auf die Größe des Elastizitätsmoduls, Abbau des Elastizitätsmoduls nach einer Vorspannung.

Nachträglich wurden noch folgende Versuche hinzugefügt:

5. Elastizitätsmodul des Tons in der Vertikalen
6. Lastplattenversuch auf dem Ton.

Der Versuch Nr. 5 wurde auf Anregung des Dezernenten für Baugrundangelegenheiten des Bundesbahn-Zentralamtes München, Herrn Bundesbahndirektor Dr.-Ing. Spang, ausgeführt. Herr Spang war bei der Konzeption aller Versuche maßgeblich beteiligt.

Die bautechnischen Arbeiten für die Versuchsgrube waren aufgrund einer Ausschreibung der Arbeitsgemeinschaft der Firmen Hochtief AG, Philipp Holzmann AG und Wayss & Freitag KG übertragen worden.

Die Versuche verliefen zur Zufriedenheit aller und erbrachten für die Deutsche Bundesbahn das von ihrer Durchführung erhoffte wirtschaftliche Ergebnis; bereits bei der Vergabe der Bauarbeiten für die S-Bahn-Baulose 1, 2 und 3 konnten die Erkenntnisse zur Entscheidung über eingereichte kostengünstige Sondervorschläge genutzt werden. Auch anlässlich der Vergabe der übrigen Baulose, insbesondere derjenigen der Tunnelstrecke der S-Bahn Frankfurt/M., werden sich die Versuchsergebnisse bei der Auswahl der zweckentsprechendsten und wirtschaftlichsten Baumethode niederschlagen.

Eine zusammenfassende Darstellung der bei den einzelnen Bauverfahren auftretenden bodenmechanischen, erdstatischen und grundbautechnischen Fragen soll in Bezug auf die ersten Baulose der S-Bahn Frankfurt/M. an anderem Ort erfolgen.

Frankfurt/Main, April 1970

Dipl. -Ing. Karl-Heinz Eule

Bundesbahnberrat

Die vorliegende Mitteilung befaßt sich mit Großversuchen, die in den Jahren 1968 und 1969 mit der im Vorwort genannten Zielsetzung ausgeführt worden sind.

Die erhaltenen Ergebnisse gelten zunächst für den Frankfurter Ton. Die bei den Versuchen gemachten Feststellungen dürften jedoch auch auf andere bindige Böden übertragbar sein, sofern deren Festigkeit hauptsächlich auf Kohäsion beruht. Von allgemeinem Interesse dürften auch die Erfahrungen sein, die mit den verschiedenen Herstellungsverfahren gemacht worden sind, sowie die in den Berichten aufgezeigte Abhängigkeit der Tragfähigkeit von Ankern und Pfählen von der Ausführung. Die Erfahrungsberichte sollten auch zu Überlegungen anregen, wie deren Tragfähigkeit verbessert werden kann. Das Tragverhalten der Bohrpfähle wird bei der Bemessung und Herstellung vielfach noch zu wenig beachtet und von den Möglichkeiten, sie statisch besser zu nutzen, zu wenig Gebrauch gemacht. Dies ist um so bemerkenswerter, als an die Tragkraft der Pfähle zunehmend größere Anforderungen gestellt werden. Ungeachtet dieser Entwicklung werden Bohrpfähle hergestellt, deren Haftfestigkeit am Schaft häufig unter der halben Kohäsionsfestigkeit bleibt und selbst im halbfesten Ton selten über  $6 \text{ Mp/m}^2$  hinausgeht. Welche Auswirkungen Ausführungsmängel haben können, wird auch aus dem unterschiedlichen Verhalten der geprüften Anker ersichtlich. Tragfähige Anker sind nach den Versuchen nur durch eine entsprechende Verpreßtechnik zu erreichen.

Mit der Konstruktion des Ankers sollte sichergestellt sein, daß die Haftstrecke mit dem größtmöglichen Druck verpreßt werden kann.

Herr Dipl. -Ing. Ekkehart Schultz hat die Verpreßanker geprüft sowie die Probelastung der Pfähle und den Erdwiderstandsversuch geleitet. Er hat die Versuche vorbereitet und ausgewertet und ist maßgeblich an den ersten 4 Berichten beteiligt. Den Druckkissenversuch hat Herr Dipl. -Ing. Dieter Stroh ausgeführt und ausgewertet. Er ist der

Verfasser des 5. Berichtes. Die Meß- und Versuchseinrichtungen wurden in der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt entworfen, zum Teil auch hergestellt und montiert. Dank gebührt ferner Herrn Ing. Anton Steck und den Werkstattangehörigen der Versuchsanstalt für die konstruktive und meßtechnische Vorbereitung und für den reibungslosen Ablauf der Versuche.

Der Bundesbahndirektion Frankfurt/Main, in deren Auftrag die Versuche durchgeführt worden sind, danke ich für das erwiesene Vertrauen und für die Genehmigung zur Veröffentlichung der Versuchsberichte. Herrn Bundesbahnoberrat Dipl. -Ing. Eule und seinen Mitarbeitern bin ich für die Unterstützung und gute Zusammenarbeit zu Dank verpflichtet.

Breth



## 1. Der Frankfurter Ton

Der Baugrund in der Frankfurter Innenstadt wird von tertiären Formationen geprägt, die, von quartären Sanden und Kiesen überlagert, etwa 10 m unter dem Gelände beginnen und sich bis in große Tiefe erstrecken. Innerhalb des Tertiärs herrschen Tone und Tonmergel mit bis zu 90 % Anteil vor. Sie werden in der Folge unter der Bezeichnung "Frankfurter Ton" zusammengefaßt. Die Tonmergel unterscheiden sich von den Tönen durch ihren Kalkgehalt, der bis zu 40 % betragen kann. Durch den Kalk wirken die Tonmergel spröde, weshalb sie mitunter fälschlich als Schluffe angesprochen werden. Mit 0,72 Fließgrenze und 0,45 Plastizität sind die Tonmergel jedoch, ebenso wie die Tone, in die Gruppe der hochplastischen Tone mit einer Aktivität um 1 einzureihen. Die Konsistenz der Tone und Tonmergel schwankt zwischen 0,76 und 1,03 und kann im Mittel als steifplastisch bezeichnet werden. Das Feuchtraumgewicht beträgt im Mittel  $1,85 \text{ Mp/m}^3$ . In der Tabelle 1 sind die Streubereiche der an vielen Proben erhaltenen Kennzahlen zu ersehen.

Wie die meisten überverdichteten Tone ist auch der Frankfurter Ton von Haarrissen durchzogen. Die Risse sind mit als Grund für die große Streuung der ermittelten Scherfestigkeiten zu nennen. Für die Anfangsfestigkeit ist der Streubereich aus dem Bild 3 zu ersehen. Die dort angegebenen Festigkeiten wurden mit Zylinderdruckversuchen erhalten. Eine Zunahme der Zylinderdruckfestigkeit mit der Tiefe konnte im Rahmen der Untersuchungen nicht festgestellt werden. Die Grenz- und Mittelwerte der Anfangsfestigkeit sind in der Tabelle 1 angegeben. Obwohl im Grundwasser liegend, ist der Frankfurter Ton nicht vollständig mit Wasser gesättigt. Der Sättigungsgrad schwankt zwischen 1,0 und 0,8 und wurde im Mittel zu 0,94 bestimmt. Demzufolge ergab sich bei undrainierten Triaxialversuchen ein Reibungswinkel von 3 bis  $4^{\circ}$ . Wie in den nachfolgenden Berichten gezeigt wird, liefert die Anfangsfestigkeit beziehungsweise die Zylinderdruckfestigkeit eine brauchbare Bemes-

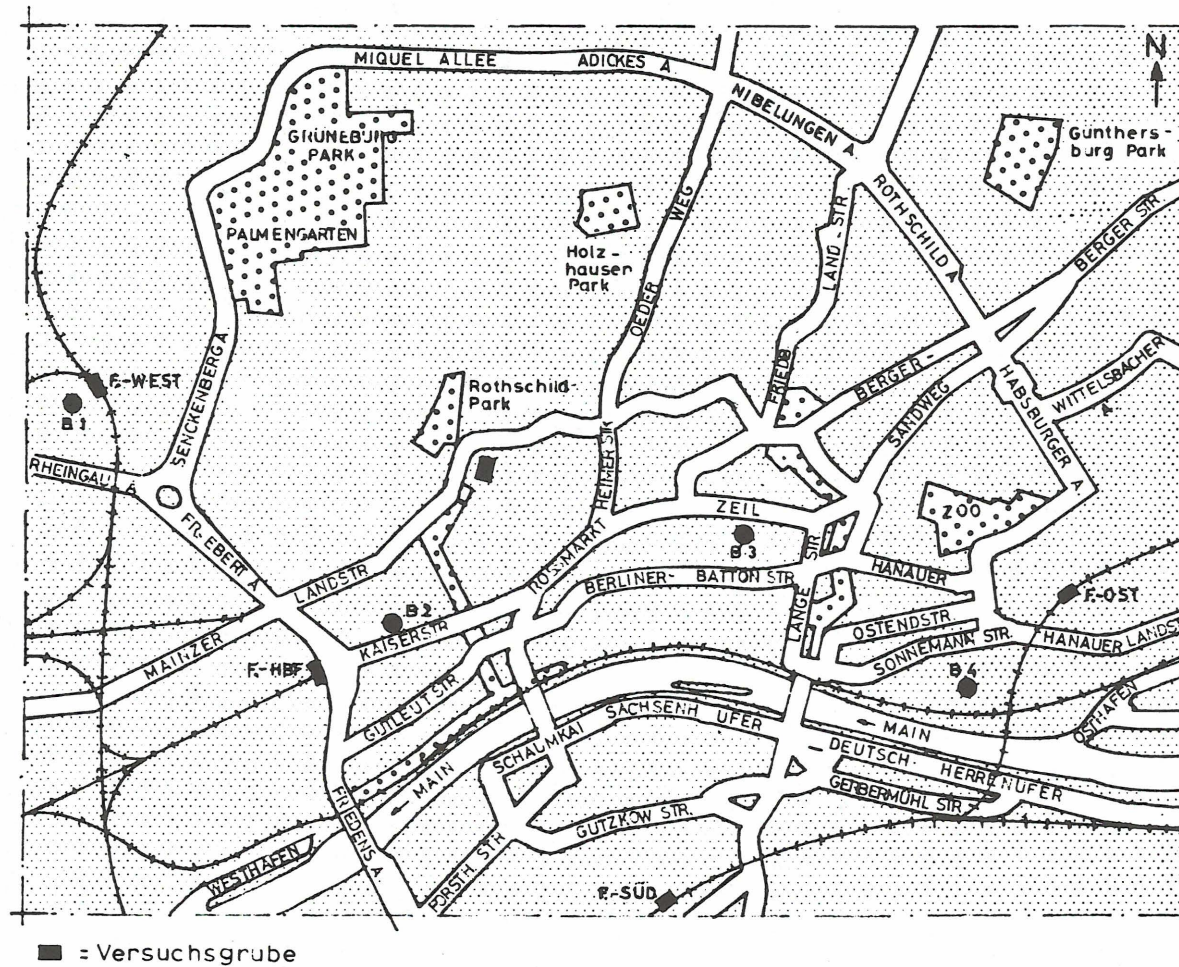


Bild 1 : Innenstadt Frankfurt / Main

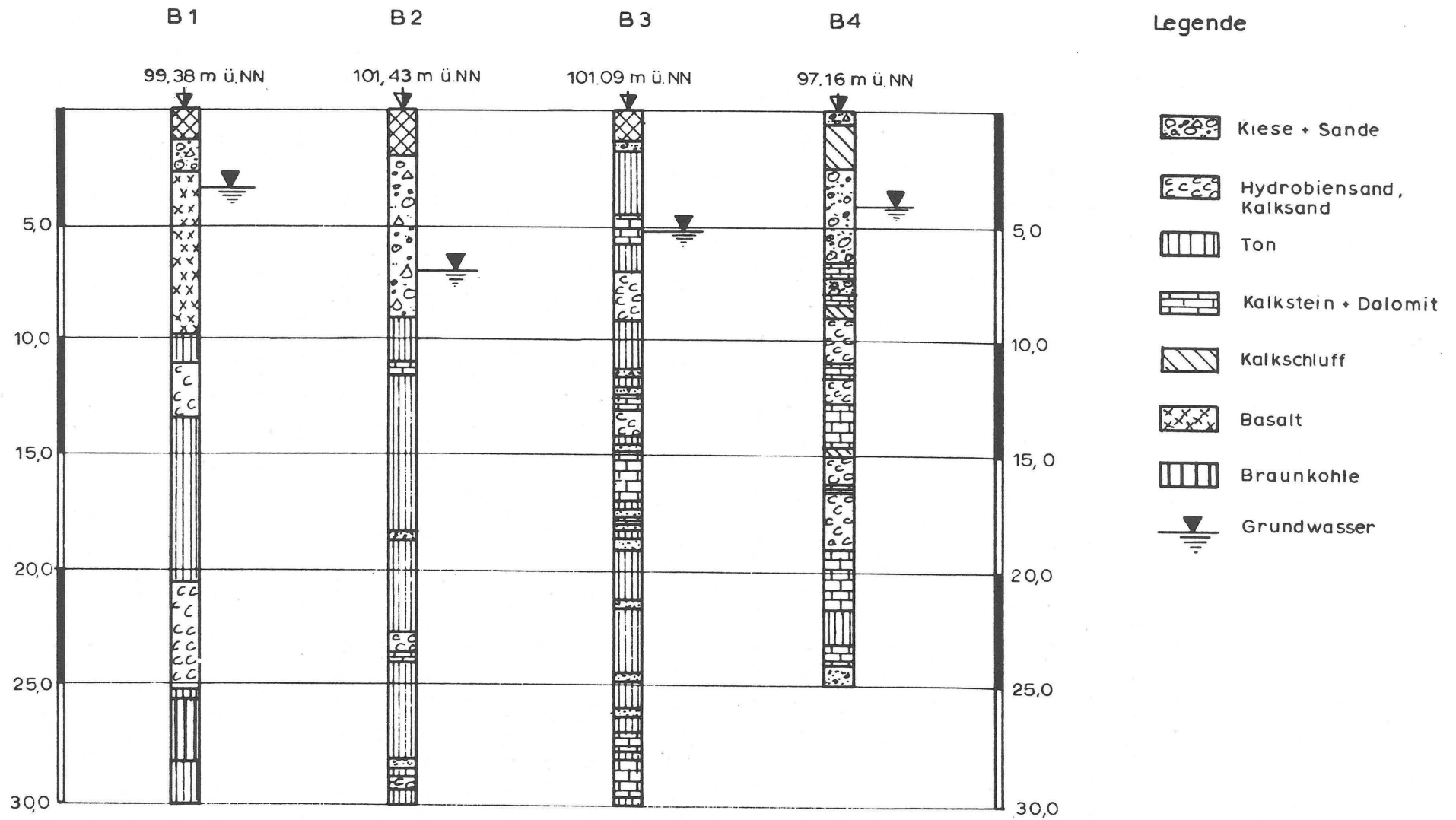


Bild 2 : Charakterische Bodenprofile in der Frankfurter Innenstadt

sungsgrundlage für das Tragvermögen der in den Berichten behandelten Gründungselemente. Hierbei wird allerdings mit dem Hinweis auf die festgestellten Schwankungen vorausgesetzt, daß die Festigkeit an repräsentativen Proben ermittelt worden ist.

Für die Abschätzung der Endfestigkeit des Frankfurter Tons kann von einem Reibungswinkel  $\rho' = 20^\circ$  und der Kohäsion  $c' = 0,2 \text{ kp/cm}^2$  ausgegangen werden. Beide Scherparameter sind Mittelwerte. Die entsprechenden Grenzwerte sind in der Tabelle 1 zu finden. Sie lassen erkennen, mit welchen Schwankungen auch bei der Endfestigkeit zu rechnen ist.

Zu den tertiären Schichten gehören auch harte, grobkörnige, zum Teil dolomitische Hydrobien- und Muschelkalke, ferner feinkörnige Dolomite, dolomitische Kalke und Kalke sowie mürbe Algenkalke und Kalkmergel. Die bautechnische Bedeutung dieser Festgesteine, die im Mittel mit etwa 8 % am Aufbau des Tertiärs beteiligt sind, liegt in ihrer Härte, Klüftigkeit und Wasserführung. Die Dicke der Gesteinsschichten ist unterschiedlich. Sie kann nur wenige Zentimeter betragen, vereinzelt jedoch auch mehrere Meter erreichen. Die in dem Begriff "Kalkstein" zusammengefaßten Gesteine sind nicht horizontbeständig. Sie wurden häufig durch tektonische Bewegungen unterbrochen und verschoben. Nach einem Bericht des Instituts für Mineralogie der Technischen Hochschule Darmstadt bestanden zwei Drittel der untersuchten Gesteinsproben vorwiegend aus Calcit. Der Quarzgehalt wurde bis zu 15 % ermittelt. In etwas weniger als der Hälfte der untersuchten Proben wurde ein kleiner bis mittlerer, vereinzelt auch großer Dolomitgehalt festgestellt. Bei einem Sechstel der untersuchten Proben bildete der Dolomit die Grundmasse. Ein Zusammenhang zwischen der mineralogischen Zusammensetzung und der Druckfestigkeit der Gesteine ist nicht zu erkennen. Lediglich tonhaltige Prüfstücke erwiesen sich als weniger druckfest. Die im Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt ermittelten Druckfestigkeiten reichen von 100 bis  $1600 \text{ kp/cm}^2$ ,

wobei die mittlere Druckfestigkeit zwischen 800 und 900 kp/cm<sup>2</sup> liegt. Die Rohdichte der untersuchten Proben betrug 2,45 bis 2,71 Mp/m<sup>3</sup>.

Im Frankfurter Ton sind ferner Hydrobien-, Kalk- und Muschelsande eingelagert. Diese sind dicht gelagert und standfest. Ihr Reibungswinkel kann im Mittel mit 36<sup>0</sup> angegeben werden. Beim Lösen verhalten sie sich wie rollige Böden. Ihre Durchlässigkeit liegt zwischen 10<sup>-5</sup> und 10<sup>-7</sup> m/sec. Demzufolge sind sie nur wenig wasserführend.

Im Gegensatz hierzu können in den Klüften der Kalksteine beträchtliche Wassermengen zirkulieren, die nicht selten mit dem Grundwasser in den quartären Schichten in Verbindung stehen. Sie sind mit Brunnen mitunter schwer zu fassen. Die Entspannung des Kluftwassers leitet weitreichende Konsolidierungssetzungen der betroffenen Tonschichten ein, die je nach Ausmaß und Dauer der Wasserhaltung mehrere Zentimeter erreichen können.

Die nachfolgend beschriebenen Versuche kamen im Frankfurter Ton in einer 14 m tiefen Grube zur Ausführung. Die umspundete Grube war etwa 60 m<sup>2</sup> groß. Ihre Lage ist im Bild 1 eingetragen. Über die Beschaffenheit des Tons an der Versuchsstelle gibt der nächste Bericht Auskunft.

	Größtwert	Kleinstwert	Mittelwert
Fließgrenze	1,10	0,50	0,70
Plastizität	0,81	0,32	0,45
natürl. Wassergehalt	0,45	0,16	0,32
Konsistenz	1,03	0,76	0,90
Porenvolumen	0,59	0,30	0,48
Sättigungsgrad	1,00	0,80	0,94
Aktivität	1,30	0,70	1,00
Feuchtraumgewicht [Mpm <sup>3</sup> ]	2,05	1,65	1,85
Anfangsfestigkeit [kp/cm <sup>2</sup> ]	3,00	0,50	1,50
ENDFESTIGKEIT			
Reibungswinkel [°]	19	25	20
Kohäsion [kp/cm <sup>2</sup> ]	0,1	0,65	0,2

Tabelle 1 : Kennwerte des Frankfurter Tons

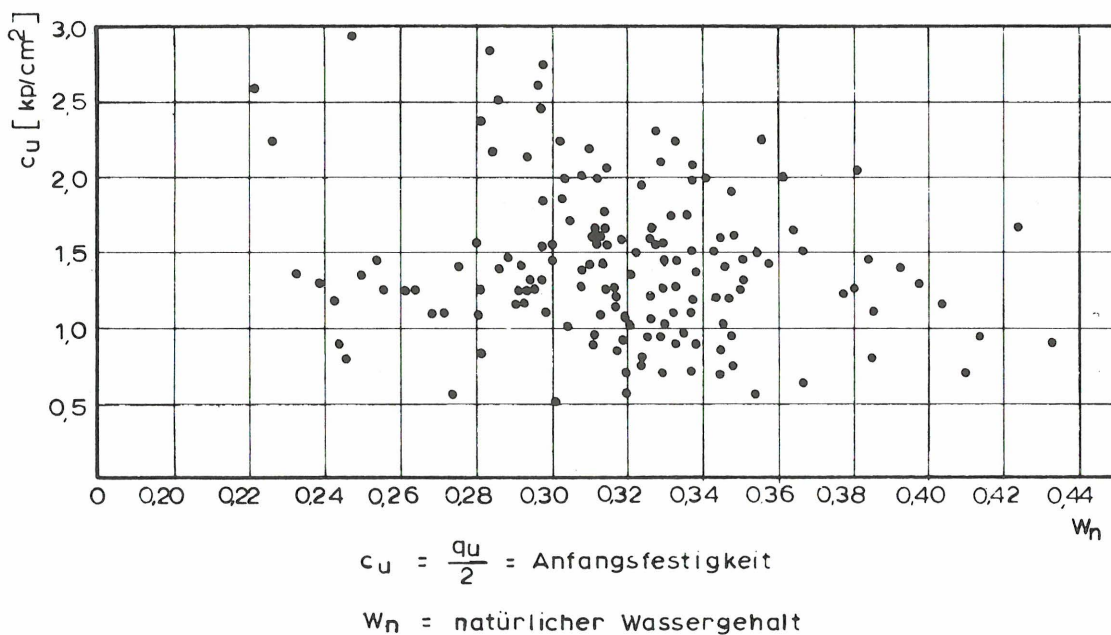


Bild 3 : Anfangsfestigkeit des Frankfurter Tons

## 2. Die Tragfähigkeit von Verpreßankern im steifplastischen Ton

### Aufgabenstellung

Über die an die Konstruktion, Herstellung sowie Prüfung und Abnahme von vorgespannten Erdankern zu stellenden Forderungen herrschen heute noch weitgehend unklare Vorstellungen. Zahlreiche Beispiele aus der jüngsten Zeit haben gezeigt, daß Rückwärtsverankerungen im dilatanten und tonigen, nicht injizierbaren Boden mit erheblichen Risiken verbunden sind. Unsachgemäße Ausführungen können den Bauablauf verzögern oder durch zusätzlich notwendige Stützmaßnahmen Mehrkosten verursachen. Andererseits kann die Unsicherheit über die Wirkungsweise und das Tragvermögen der Erdanker zu unwirtschaftlichen Stützkonstruktionen führen.

In Erkenntnis dieser Gegebenheit und in Anbetracht der großen und tiefen Baugruben für den Bau der unterirdischen S-Bahn in Frankfurt/M. entschloß sich daher die Bundesbahndirektion Frankfurt, die Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen Hochschule Darmstadt mit der Durchführung und Beaufsichtigung von Großversuchen zu beauftragen, um die von den Firmen angebotenen Anker bewerten und wirtschaftlich bemessen sowie die Vorschriften für die Ausführung machen zu können. Über diese Versuche und die hierbei gemachten Erfahrungen soll in der Folge berichtet werden.

Vorweg sollen jedoch die Voraussetzungen für die Herstellung von Ankern im durchlässigen und dichten Boden gegenübergestellt werden.

Im durchlässigen, injizierbaren Boden, im Sand und Kies, wird der Anker in einem mit Zement, mitunter auch mit Silikat, verfestigten Pfropfen verankert. Das Bohrrohr wird bis zur Ankerspitze vorgetrieben und nach dem Einführen des Ankerstabs gezogen. Während des Ziehens wird Zementmilch durch das Bohrrohr in den Boden gepreßt. Der Zement

dringt in den Hohlraum des Bodens ein und setzt sich dort ab. Der durchlässige Boden wirkt hierbei als Filter. Unter dem Überdruck wird das Wasser aus dem abgesetzten Zement gepreßt. Mit dem Auspressen des Wassers wird die Verfestigung des Zements und die angestrebte Vermörtelung des Bodens eingeleitet. Der Injektionserfolg und die erzielte Verankerung können an der eingepreßten Zementmenge und am Verpreßdruck beurteilt werden.

Im undurchlässigen Boden, zum Beispiel im Ton, kann der Zement nicht zum Absetzen gebracht werden. Die Zementmilch vermag nicht in den Ton, sondern nur in bestehende Klüfte oder in durchlässige Zwischenschichten einzudringen, wobei die Klüfte unter dem Einpreßdruck aufgeweitet werden können. Die Zementmilch füllt im Ton nur das vorbereitete Bohrloch aus. Im Gegensatz zum durchlässigen Boden wirkt der Ton nicht als Filter. Es kann kein Wasser abgefiltert werden. Eine schnelle Verfestigung des Zements kann aber nur erwartet werden, wenn das überschüssige Wasser in Klüften oder Zwischenschichten abfließen kann. Im andern Fall bleibt das Verpreßgut zunächst breiig. Beim Ziehen des Bohrrohres fällt der Druck im Bohrloch ab, ein Teil der Zementmilch wird von dem sich entspannenden Boden aus dem Bohrloch gedrückt. Erst langsam bindet der Zement im Bohrloch ab. Im Gegensatz zum durchlässigen Boden liefert der Verpreßdruck im dichten Boden keinen zuverlässigen Hinweis, inwieweit es gelungen ist, den im Bohrloch eingeführten Ankerstahl im Boden zu verankern.

Die in Frankfurt in den Jahren 1968 und 1969 ausgeführten Versuche gliedern sich in zwei Gruppen. Versuche mit von der Versuchsanstalt entwickelten Ankern über die Kraftübertragung in der Haftstrecke und Eignungsprüfungen von Ankern, die von den beteiligten Firmen nach ihren eigenen Vorstellungen konstruiert und hergestellt worden waren. Die Versuche kamen in der Frankfurter Innenstadt in der im 1. Bericht bereits erwähnten 13 m tiefen, umspundeten Grube zur Ausführung.



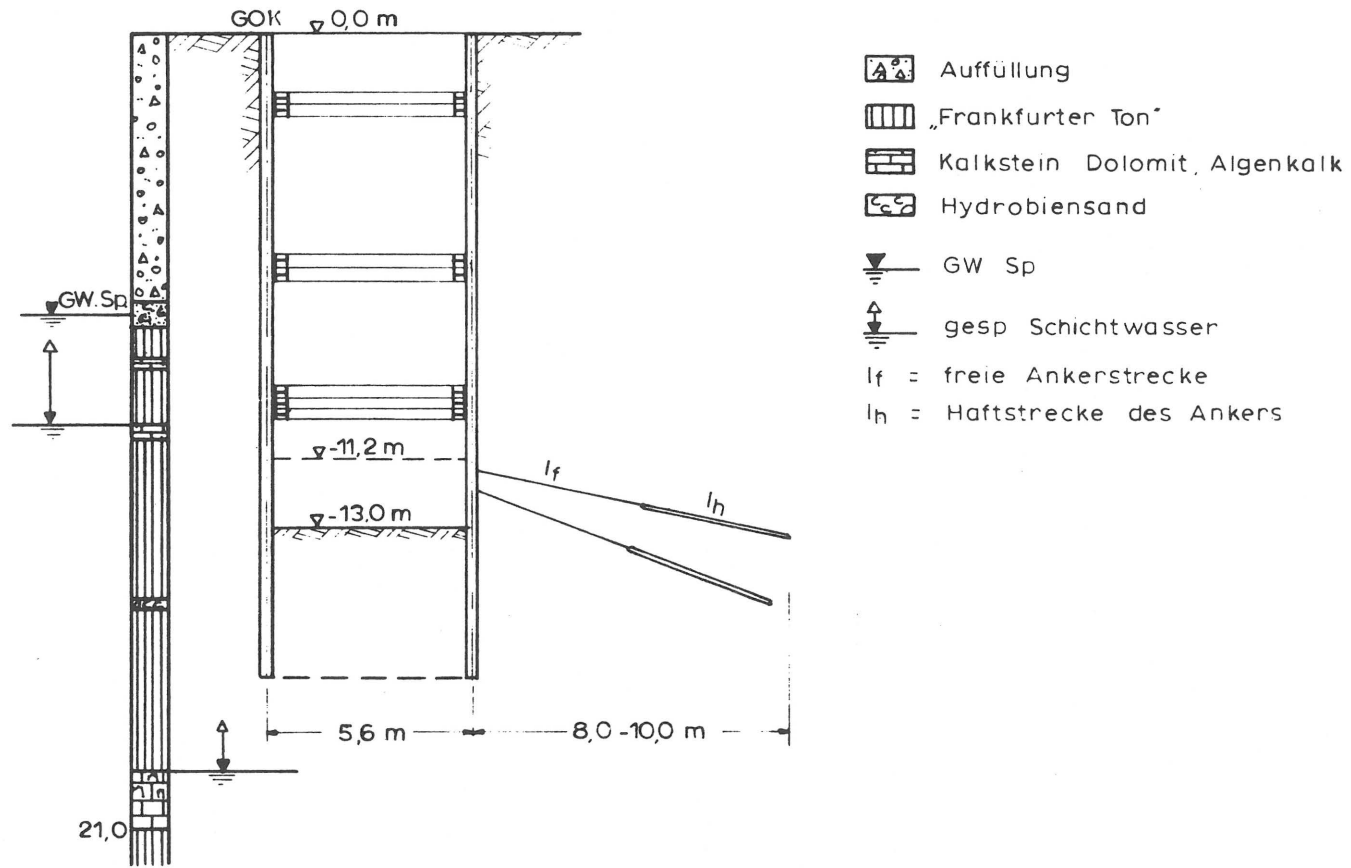


Bild 1 : Versuchsgrube und Bodenprofil

### Versuchsboden

Das Bild 1 zeigt das Bodenprofil im Bereich der Versuchsgrube mit der für Frankfurt typischen Schichtenfolge. Der Frankfurter Ton, in dem die Versuchsanker zum Einbau kamen, wird an dieser Stelle zwischen 10 und 20 m Tiefe unter Gelände nur von einer dünnen Schicht Hydrobiensand unterbrochen. Der Ton ist im Bereich der Versuchsgrube hochplastisch und steif bildsam. Seine Kennziffern sind im Bild 2 zusammengestellt. Das Bild 3 zeigt sein Körnungsband. Der Ton ist klüftig, ausgetrocknet zerfällt er wie ein Mosaik in kleine Stücke. Er reagiert empfindlich auf mechanische Störungen und auf Wasser.

### Versuchsanker

Die Versuchsanker sollten über folgende Fragen Auskunft geben:

- a) Lastübertragung in der Haftstrecke
- b) Anteil der freien Ankerstrecke an der Lastübertragung bei der herkömmlichen Ankerherstellung und drucklosen Füllung der freien Ankerstrecke mit dem Verpreßmittel
- c) Dehnung und Bewegung des Ankers in Abhängigkeit von der Last und Zeit
- d) Haftung des Zementsteins am Ankerstahl.

Es wurden zwei Versuchsanker geprüft. Sie waren gleich konstruiert und wurden in derselben Weise eingebaut und belastet. Beide Anker waren 8 m lang, wobei die Haftstrecke jeweils 4,1 m betrug. Für jeden Anker wurde ein 101 mm weites Loch in den Ton geschlagen. Abstandshalter am Ankerstahl sorgten für den zentrischen Einbau des Ankers und für seine gleichmäßige Einbettung im Zementstein. Der Anker bestand in der freien Strecke aus einem 32 mm Spannstahl, in der Haft- und Meßstrecke aus einem 4,1 m langen und 48,3 mm weiten sandgestrahlten Hochdruckstahlrohr. Spannstahl und Rohr waren miteinander

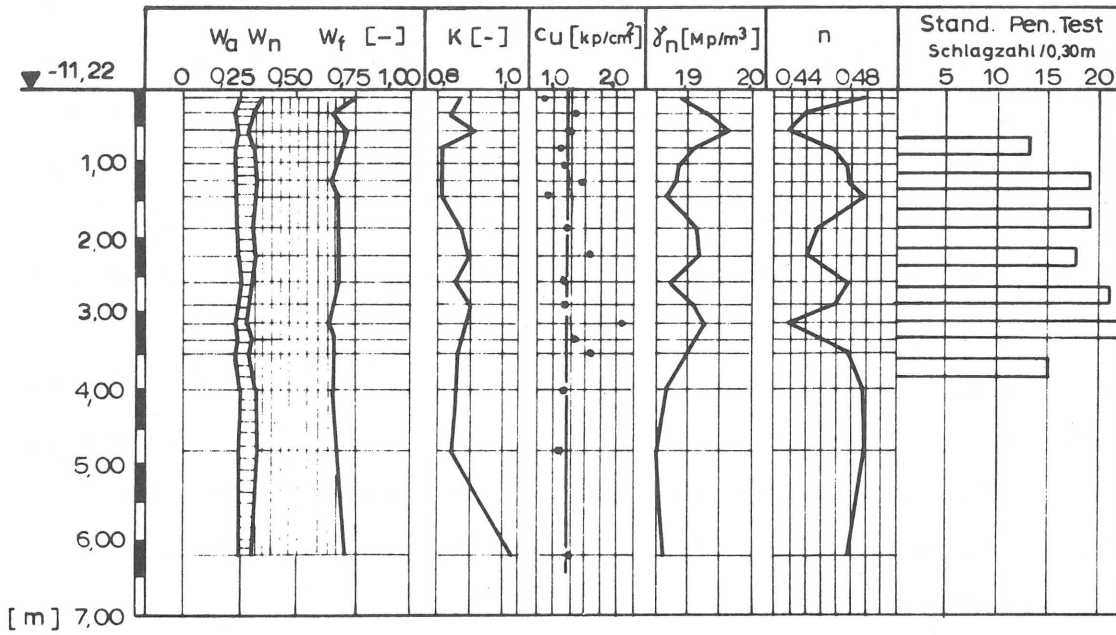


Bild 2 : Kennwerte des Frankfurter Tons

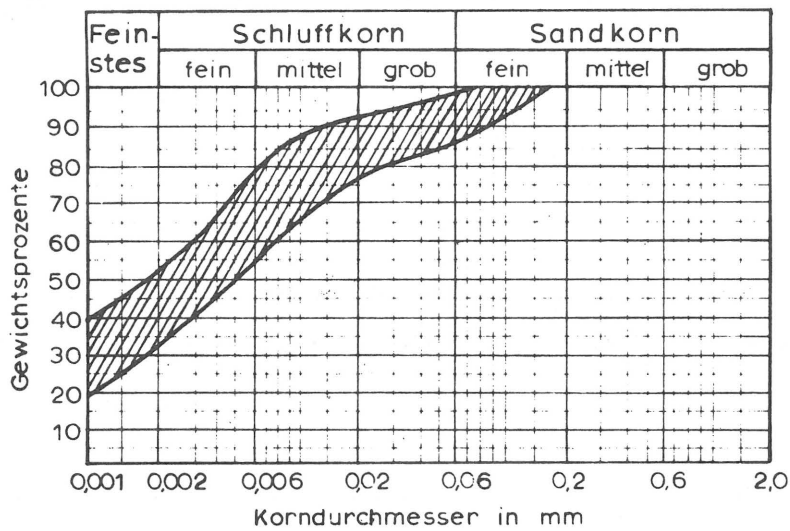


Bild 3 : Körnungsband des Frankfurter Tons

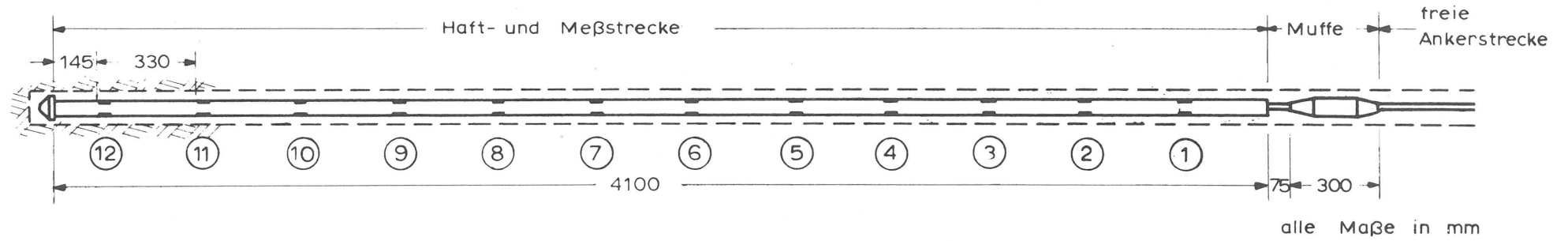
verschraubt (Bild 4). Innerhalb der freien Ankerstrecke war der Ankerstahl von einem Plastikrohr ummantelt. Die Muffe zwischen der Haftstrecke und der freien Ankerstrecke sollte sicherstellen, daß der Zementstein über die ganze Haftstrecke auf Zug beansprucht wird. Der Zementbrei wurde mit 8 atü Druck in die Haftstrecke gepreßt. Bei 0,44 Wasserzementfaktor ist anzunehmen, daß der größte Teil des Anmachwassers vom Zement gebunden worden ist. In der Haft- und Meßstrecke wurde die Dehnung des Stahlrohres mit Dehnungsmeßstreifen gemessen. Der Abstand der 12 Meßstellen betrug 33 cm. Die Meßstellen und Kabelführungen wurden mit einer wasserbeständigen plastischen Masse mit großem elektrischem Widerstand vergossen. Blechverkleidungen schützten die Meßstreifen vor mechanischer Beschädigung. Vor dem Einbau wurde die in Bild 4 zu sehende Meßeinrichtung geeicht.

Mit den Zugversuchen wurde 14 Tage nach dem Einbau der Anker begonnen. Die Last wurde in Stufen von 5 Mp bis zum Bruch gesteigert. Die Last wurde von einem Druckregler gesteuert. Jede Laststufe wurde so lange beibehalten, bis die Verschiebung des Ankerkopfes innerhalb von 5 Minuten weniger als 0,002 mm betrug. Zur Feststellung der plastischen Verschiebungen und zur Überprüfung der Dehnungsmeßstreifen wurden während des Versuchs mehrere Entlastungen vorgenommen (Bild 5).

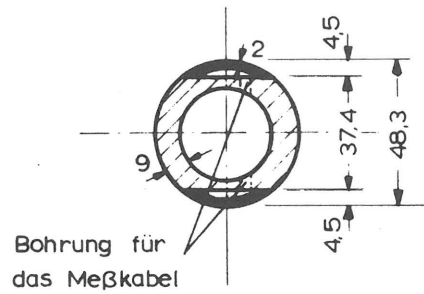
### Versuchsergebnisse

Die kleinere Tragkraft des zweiten Versuchsankers ist auf eine Panne beim Verpressen zurückzuführen. Trotz ihrer unterschiedlichen Tragkraft erbrachten sie dieselben, nachfolgend aufgeführten Erkenntnisse.

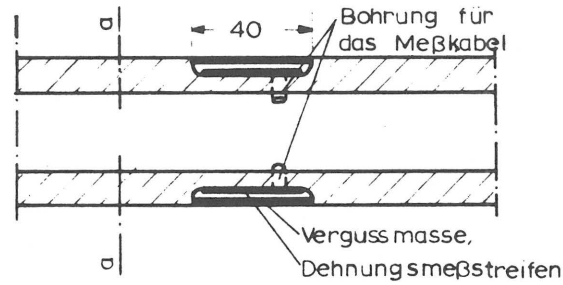
- a) Im Bild 6a sind die in den einzelnen Laststufen am Beginn der Haftstrecke von den Dehnungsmeßgebern 1 angezeigten Kräfte abzulesen. Der Anteil der freien Ankerstrecke an der Lastaufnahme ging mit steigender Last zurück. Kurz vor dem Bruch wurden 90 % der auf-



Schnitt a - a



Schnitt b - b



Meßstelle - Draufsicht

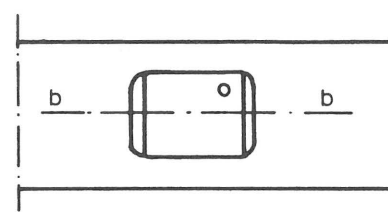


Bild 4 : Meßstrecke des Versuchsankers

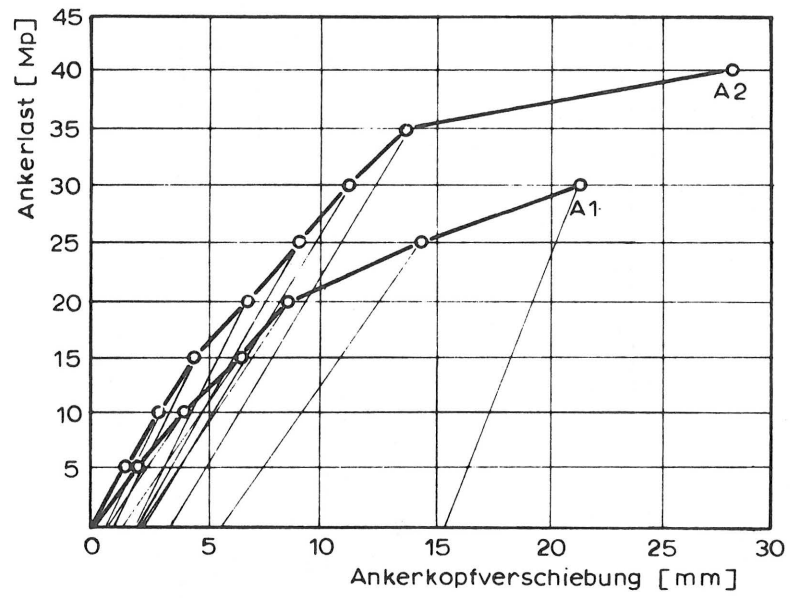


Bild 5 : Kopfverschiebung der Versuchsanker

- gebrachten Last in der Haftstrecke aufgenommen (Bild 6b).
- b) Die Haftung zwischen dem Zementstein und dem Stahlrohr blieb bis zum Erreichen der Grenzlast erhalten.
  - c) Die Last wird in der Haftstrecke gleichmäßig auf den Boden übertragen. Diese Feststellung gilt mit zunehmender Last (Bild 7).
  - d) Die auf die Mantelfläche des Bohrloches bezogene Bruchlast ist um ein Vielfaches größer als die Anfangsfestigkeit des Tons ( $c_u$  in Bild 2). Diese Feststellung läßt den Schluß zu, daß das Bohrloch durch die Verpressung aufgeweitet oder durch die Verpressung von Rissen der Lastübertragungskörper vergrößert worden ist.
  - e) Die Grenztragfähigkeit der Anker wurde nach einer Verschiebung des Ankerkopfes von etwa 15 mm erreicht (Bild 5). Bis zur letzten Laststufe vor dem Bruch betrug die bleibende Verschiebung nur 2 bis 3 mm. Die elastische Verlängerung der Haftstrecke blieb unter 3 mm.
  - f) Die Ankerkopfverschiebung über die Zeit folgt einer logarithmischen Funktion. In halblogarithmischer Auftragung sind die Zeit-Verschiebungskurven gerade Linien, deren Neigung mit der Last zunimmt (Bild 8a). Die Streuung der Meßpunkte um die gemittelten Geraden ist auf Druckschwankungen in den Pressen zurückzuführen.
  - g) Die Neigung  $tg\alpha$  der Zeit-Verschiebungsgeraden nimmt linear mit der Last zu. Die Überwindung der Tragkraft des Ankers kündigt sich durch eine Abweichung von dieser linearen Beziehung an (Bild 8b).

#### Folgerungen aus den Versuchen

Das Verhalten der Anker in dem steifplastischen Ton läßt sich wie folgt kennzeichnen:

Die Haftstrecke ist an der Lastaufnahme mit wachsender Last zunehmend beteiligt und übernimmt erst kurz vor dem Bruch die volle Last. Innerhalb der Haftstrecke wird die Last gleichmäßig an den Boden ab-

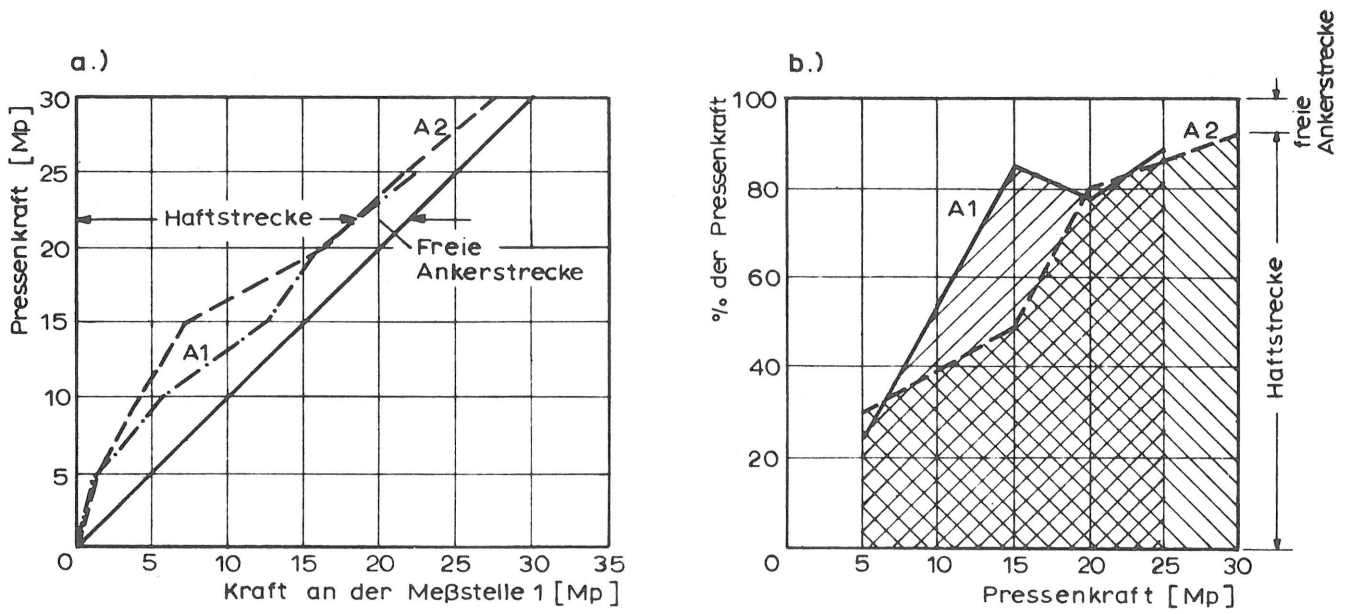


Bild 6 : Lastaufnahme in der freien Ankerstrecke und in der Haftstrecke

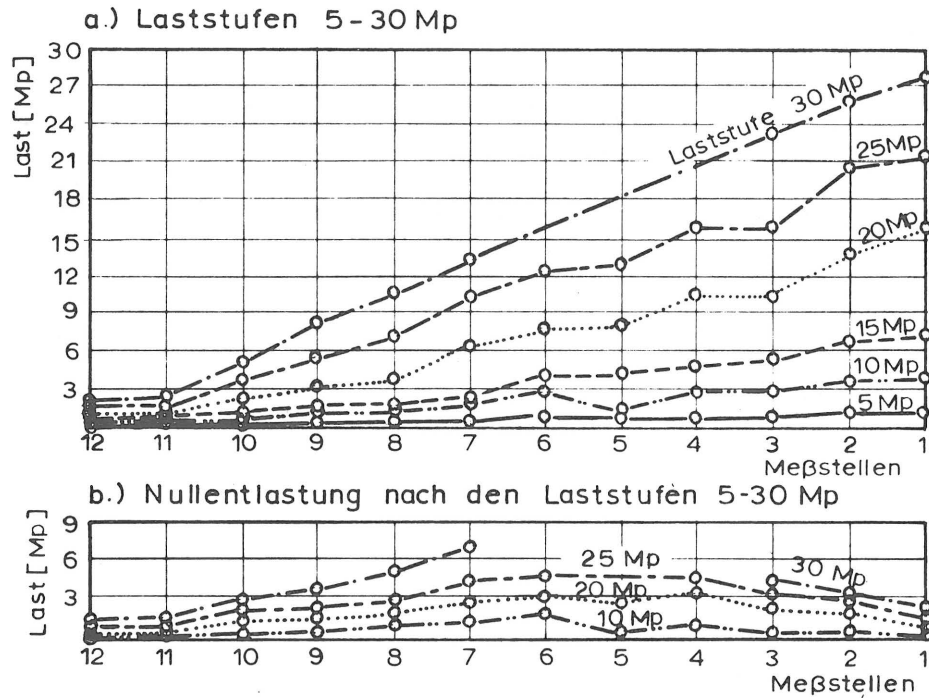
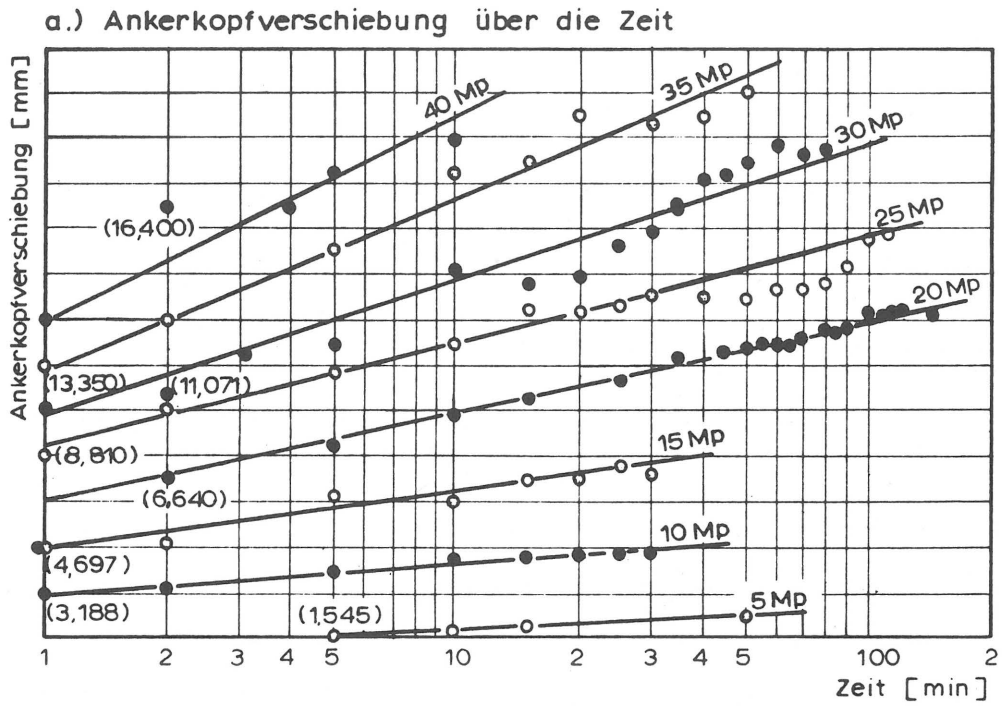


Bild 7 : Lastübergabe in der Haftstrecke





b.) Kriechbewegung in Abhängigkeit von der Zeit

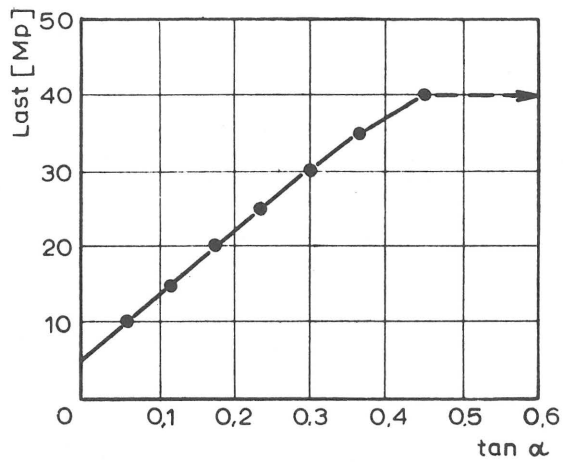


Bild 8 : Kriechbewegungen des Versuchsankers A 2 (Nr.13)

gegeben. Die Tragfähigkeit des Ankers nimmt demnach in Grenzen linear mit der Länge der Haftstrecke zu. Die Grenztragfähigkeit wird bereits nach einer kleinen Kopfverschiebung des Ankers erreicht. Das Erreichen der Grenztragfähigkeit kann zuverlässig an der Kriechbewegung des Ankers erkannt werden. Das Tragvermögen des Ankers nimmt mit dem Verpreßdruck und mit der hierbei erzielten Aufweitung des Bohrloches zu.

### Eignungsprüfung von Ankern

Während die Versuchsanker mehr das grundsätzliche Verhalten von Ankern im Ton zeigen und weniger über die im Ton aufnehmbare Last Aufschluß geben sollten, geben die nachträglich beschriebenen Eignungsprüfungen Hinweise über den Einfluß der Konstruktion und Herstellung des Ankers auf das Lastaufnahmevermögen. Die beteiligten Firmen waren frei in der Konstruktion und Herstellung der Anker, ebenso in der angewandten Bohr- und Verpreßtechnik. Von der Versuchsanstalt wurden lediglich alle technischen Daten und Vorgänge bei der Herstellung genauestens festgehalten. Die geprüften Ankersysteme werden im Bild 9 gezeigt, die bei der Herstellung gemachten Feststellungen sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

### Herstellung und Wirkungsweise der Anker

Insgesamt wurden 19 Anker geprüft. In bezug auf ihre Lastübertragung im Boden können sie in 3 Gruppen unterteilt werden:

- Erste Gruppe: Anker 1 - 13, Haftanker mit vorwiegend "zylindrischem" Haftkörper, verpreßt ohne Packer.
- Zweite Gruppe: Anker 14 - 15, Haftanker mit vermutlich im Ton verzweigtem Haftkörper, verpreßt mit Packer.
- Dritte Gruppe: Anker 16 - 19, Anker mit zwiebel förmig verbreiteter Spitze, ohne Druck verfüllt.

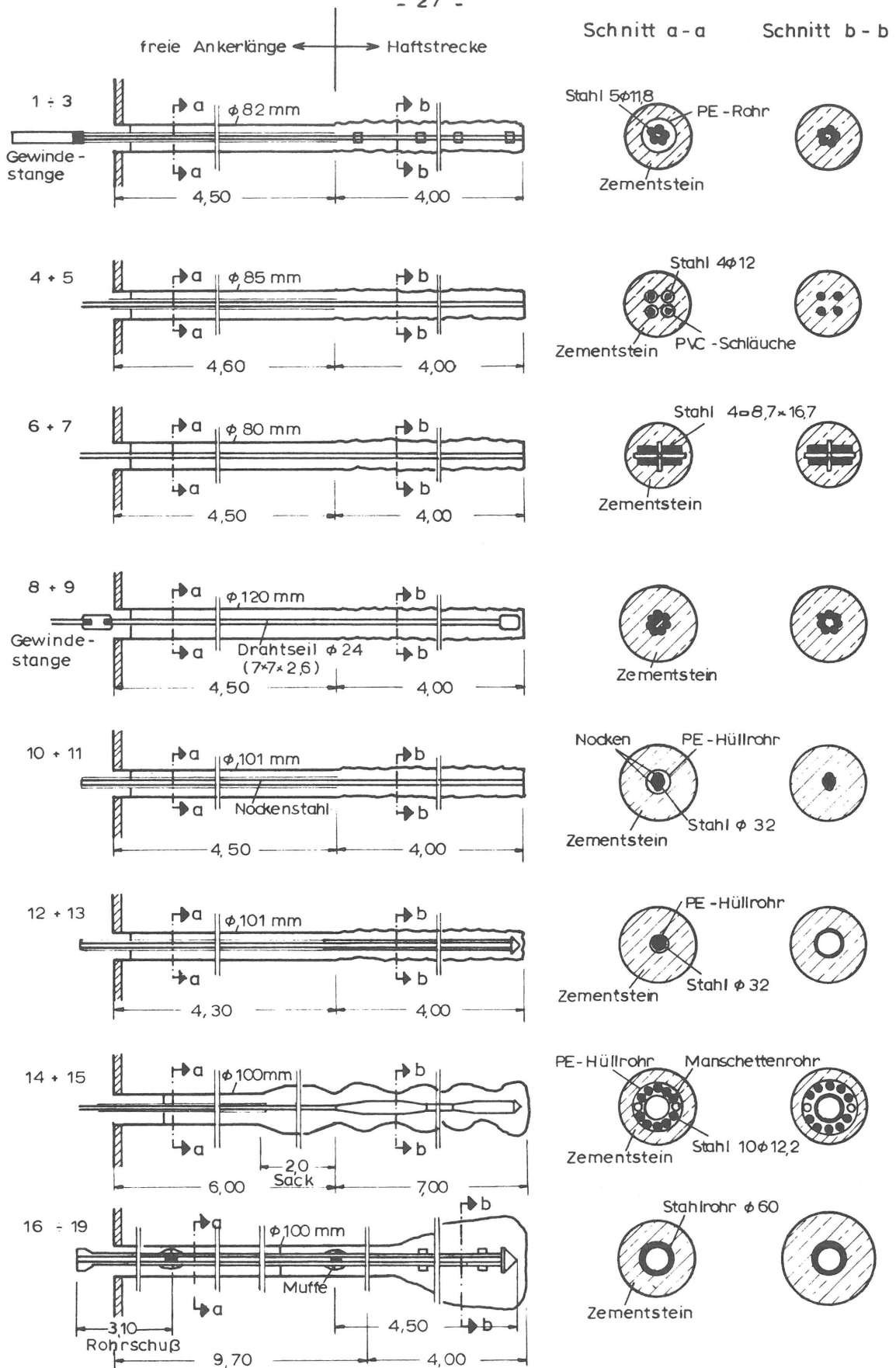


Bild 9 : Ausführung der geprüften Ankertypen

Zwischen den Ankern wurde ein Mindestabstand von 1,6 m eingehalten. Die Anker wurden außerdem einzeln verpreßt, um eine gegenseitige Beeinflussung auszuschalten. Die Haft- bzw. Kraftübertragungsstrecke lag in allen Fällen im Ton. Sie war mit 4 m Länge vorgeschrieben. Ausnahmen bildeten die Anker 16 bis 19, deren Kraftübertragungsstrecke nur 3 m lang war. Die freie Ankerstrecke schwankte zwischen 4,5 und 6 m Länge. Bei den Ankern 1 - 5 und 10 - 15 war der Stahl in der freien Ankerstrecke mit einem Plastikrohr oder mit einem Plastikschlauch ummantelt. Bei den Ankern 1 - 13 wurde die Haftstrecke in einem Arbeitsgang, bei den Ankern 4 - 13 während des Ziehens des Bohrrohres verpreßt. Der Verpreßdruck ging selten über 8 atü hinaus. Eine Ausnahme bildeten die Anker 14 und 15, deren Haftstrecke mit einem Packer abgeriegelt war und in einem Manschettenrohr in drei Arbeitsgängen mit bis zu 25 atü Druck verpreßt werden konnte. Die Anker 16 - 19 mit zwiebel förmig verbreiteter Spitze konnten nur drucklos verfüllt werden. Die freie Ankerstrecke wurde in allen Fällen ohne Druck mit dem Verpreßgut verfüllt. Die verpreßte Menge überstieg mit 250 - 350 l Mischgut bei weitem den Inhalt des mit dem Bohrloch im Boden geschaffenen Hohlraums, der je nach Länge der Haftstrecke nur 40 - 110 l groß war. Ein Teil der verpreßten Menge, in den meisten Fällen 30 - 50 l, ist beim Ziehen des Bohrrohres in der freien Ankerstrecke wieder aus dem Bohrloch herausgeflossen. Die verpreßten Zementsorten und Beimengungen sowie die gewählten Mischungsverhältnisse sind in der Tabelle 1 angegeben.

#### Einfluß der Herstellung auf die Tragfähigkeit

Die Eignungsprüfungen machten deutlich, daß die Tragfähigkeit eines Ankers nur im Zusammenhang mit der angewandten Herstellungsweise beurteilt werden kann. Die Ausführung der Verpressung sowie der Druck, unter dem die Verpressung vorgenommen wird, sind von maßgeblichem Einfluß. Die Tragkraft des Ankers wird klein sein, wenn der Ton im Bohrloch sich entspannen oder Wasser aufnehmen kann.

Nr.		Bohrloch $\phi$ [mm]	Stahl- querschnitt [f = cm <sup>2</sup> ]	Länge der Haftstrecke [m]	Anker- länge [m]	verrohrt	Benetzung [in Std]	W/Z Faktor	Zement- sorte	Beimengung	Verpreßdruck [atü]	verpresste Menge [ltr]	nachgewiesene Last [Mp]	Bruch- last [Mp]
Gruppe 1	1	82	5,45	(4)	8,5	u	-	0,5	PZ 375	-	6 → 2	320	35,5	37,5
	2	82	5,45	(4)	8,5	u	-	0,5	PZ 375	-	6 → 2	300	35,0	40,0
	3	82	5,45	(4)	8,5	u	>1	0,5	PZ 375	-	7 → 5	340	10,0	14,0
	4	85	4,52	4	8,5	v	-	0,35	PZ 375	Sand und Tricosal 181	2 → 8	220	60,0	65,0
	5	85	4,52	4	8,5	v	-	0,35	PZ 375	"	2 → 8	220	40,0	45,0
	6	80	4,8	4	8,5	v	-	0,4	PZ 375	-	15	360	55,0	60,0
	7	80	4,8	4	8,5	v	-	0,4	PZ 375	-	15	340	40,0	45,0
	8	120	$\phi$ 24 mm	4	8,5	(v)	<1	0,5	PZ 275	Sand und Tricosal 181	15 - 18 → 2	300	25,0	29,0
	9	120	$\phi$ 24 mm	4	8,5	(v)	>1	0,5	PZ 275	"	8 → 2	280	20,0	25,0
	10	101	8,04	4	8,5	v	-	0,4	PZ 375	MC-Einpress- hilfe	8 → 2	250	21,0	26,0
	11	101	8,04	4	8,5	v	-	0,4	PZ 375	"	8 → 2	320	33,5	35,0
	12	101	11,2/8,04	4	8,5	v	-	0,44	PZ 275	Tricosal 181	8 - 12	270	20,0	25,0
	13	101	11,2/8,04	4	8,5	v	-	0,44	PZ 275	"	8 - 15	350	35,0	40,0
G. 2	14	100	4,68	4	10,0	u	<1/2	0,4	PZ 375	-	10 - 40	440	60,0	
	15	100	4,68	4	10,0	u	>1	0,4	PZ 375	-	10 - 40	400	63,0	
Gruppe 3	16	450	22,6	3	13,7	u	<1	0,43-45	PZ 375	Tricosal 181	12 → 0	380+(490)	40,0	50,0
	17	450	22,6	3	13,7	u	<1	0,43-45	PZ 375	"	0	450	40,0	45,0
	18	450	22,6	3	13,7	u	<1	0,43-45	PZ 375	"	0	550	60,0	65,0
	19	450	22,6	3	13,7	u	<1	0,43-45	PZ 375	"	0	450	40,0	45,0

v = verrohrt      u = unverrohrt  
(v) = Spülung zwischen Rohr und Boden

Benetzung: Benetzung des Tons vor dem Verpressen

Tabelle 1 : Technische Daten der geprüften Anker

Diese Vorgänge wirken sich besonders auf die Tragkraft der Anker der ersten Gruppe aus. Die Voraussetzungen für die Aufweichung des Tons sind gegeben bei unverrohrter Bohrung im Grundwasser, beim Bohren mit Wasser oder Dickspülung, bei hohem Wasserzementfaktor ( $w/z > 0,4$ ) und bei Zementsorten mit langer Abbindezeit. Ein augenfälliges Beispiel ist der Anker 3. In der gleichen Weise wie die Anker 1 und 2 hergestellt, stand sein Bohrloch unverrohrt mehrere Stunden lang unter Wasser. Die Anker 8 und 9 wurden mit Wasserspülung gebohrt, wobei das Spülwasser zwischen dem Bohrrohr und dem Ton ablief. Beim Anker 9 kamen Schwierigkeiten beim Einbau, über 1 Stunde Wartezeit und ein großer Wasserzementfaktor als weitere, die Tragkraft vermindern- de Faktoren dazu. Die größten Prüflasten wurden mit den Ankern 4 - 7 erzielt. Kleiner Wasserzementfaktor, schnellbindender Zement, ein bis zur Ankerspitze gerammtes bzw. gedrücktes Bohrrohr, die dem Ton keine Wasseraufnahme und Quellung ermöglichten, sowie anstei- gender Druck bei der Verpressung bewirkten zusammen eine Tragfähig- keit, die für Anker der Gruppe 1 die obere Grenze des im Frankfurter Ton Erreichbaren darstellen dürften. Bei dreien dieser Anker - 5, 6 und 7 - wurde der Ankerstahl aus dem Zementstein gezogen. Die Haf- tung im Ton war größer. Kleine Bohrlochweite und fehlende Zentrierung des Ankers im Bohrloch erwiesen sich als weitere Ursachen für ge- ringe Tragkraft. Quellmittel zur Steigerung der Tragkraft waren wir- kungslos. Sie bewirkten einen porösen Zementstein mit geringer Haf- tung im Ton.

Das große Tragvermögen der Anker der zweiten Gruppe wurde durch die in mehreren Arbeitsgängen unter bis zu 25 atü Druck ausgeführte Verpressung der Haftstrecke erreicht. Bei 3 - 4  $\text{kp/cm}^2$  Überlagerungs- gewicht wurde nicht nur das Bohrloch aufgeweitet. Es wurde vermutlich auch der rissige Ton im Umkreis des Bohrloches gesprengt, die aufge- weiteten Risse wurden mit Zement gefüllt und auf diese Weise ein gro- ßer Tragkörper geschaffen. Das große Tragvermögen wurde erzielt, obwohl die Bohrlöcher für diese Anker gespült worden waren und ohne

Verrohrung eine Zeit lang voll mit Dickspülung standen.

Der Bohrlochdurchmesser ist nach den Eignungsprüfungen von untergeordnetem Einfluß. Es ist zweifellos wirkungsvoller, das Bohrloch beim Verpressen aufzuweiten. Die verpreßte Zementmenge kann nach den Versuchen mit der Tragkraft nicht in Beziehung gebracht werden, solange der Verbleib des Verpreßgutes im Boden nicht kontrolliert werden kann.

Zusammenfassend lassen sich aus den Eignungsprüfungen folgende Aussagen ableiten:

Gruppe 1: Anker dieser Gruppe sind in hohem Maße abhängig von der sorgfältigen Ausführung. Ihr Tragvermögen geht bei einer Aufweichung des Tons stark zurück. Streuungen im Tragvermögen werden bei der serienmäßigen Herstellung schwer zu vermeiden sein. Diesem Umstand sollte bei der Festlegung der zulässigen Ankerkraft Rechnung getragen werden. Für diese Ankergruppe werden 35 - 40 Mp zulässige Ankerkraft im Frankfurter Ton als obere Grenze angesehen.

Gruppe 2: Die abschnittsweise und wiederholte Verpressung im Manschettenrohr hat sich als zuverlässiges und wirkungsvolles Verfahren erwiesen. Im Manschettenrohr kann vor allem unter höherem Druck verpreßt werden. Die Herstellung des Ankers kann über den Verpreßdruck und die verpreßte Menge kontrolliert werden. Bei Ausschöpfung aller Möglichkeiten lassen Anker dieser Gruppe im Frankfurter Ton eine zulässige Ankerlast von 50 Mp erwarten.

Gruppe 3: Bei den Ankern dieser Gruppe dürfte die untere Grenze der zulässigen Ankerkraft bei 45 Mp liegen. Die Trag-

kraft dieser Anker kann in Grenzen mit der Ausbildung der Spitze gesteuert werden. Bei der Lastübertragung, vorwiegend über die Spitze, nimmt allerdings die Bewegung des Ankers mit der Last zu. Das Einbringen des Füllgutes unter Druck würde auch für diese Ankergruppe eine größere Traglast bringen.

### Verformungsverhalten der Anker

Wie bereits von den Versuchsankern bekannt war, gaben die Verpreßanker unter der Last weniger nach, als zunächst erwartet worden war. Vor dem Erreichen der Grenzlast wurden Verschiebungen des Ankerkopfes von weniger als 4 mm (Bild 10) und entsprechend kleine Verschiebungsgeschwindigkeiten gemessen (Bild 11). Die Bewegung der Anker klang schnell ab, solange die Last unter der halben Grenzlast blieb. Dies besagt, daß die Furcht vor größeren, lange anhaltenden Kriechbewegungen bei Verpreßankern im steifen Ton unbegründet ist, solange diese nicht überlastet sind. Geht die Kriechbewegung des Ankers über das angegebene Maß hinaus, so besagt dies, daß seine Tragfähigkeit überschritten ist, wobei die Scherfestigkeit des Tons allmählich auf die Restfestigkeit abfallen kann. Diese Aussagen gelten für verpreßte Haftanker der Gruppe 1 und 2.

Die Anker der dritten Gruppe mit verbreiteter Spitze übernehmen die Last zunächst ebenfalls in der Haftstrecke. Solange dies der Fall ist, zeigen sie das gleiche Verhalten wie die Haftanker. Die Verschiebung des Ankerkopfes nimmt, wie bei den Versuchsankern, linear mit dem Logarithmus der Zeit zu (Bild 12). Mit zunehmender Last wird diese von der verbreiteten Spitze übernommen. Beim Anker 19 fand der Wechsel in der Lastaufnahme bei 40 Mp statt. Mit der Lastübernahme durch die Spitze nehmen auch die Größe und Geschwindigkeit der Verschiebung merklich zu. Die über die Zeit aufgetragenen Verschiebungskurven unterscheiden sich ab 40 Mp Last - im Bild 12 gut zu erkennen -



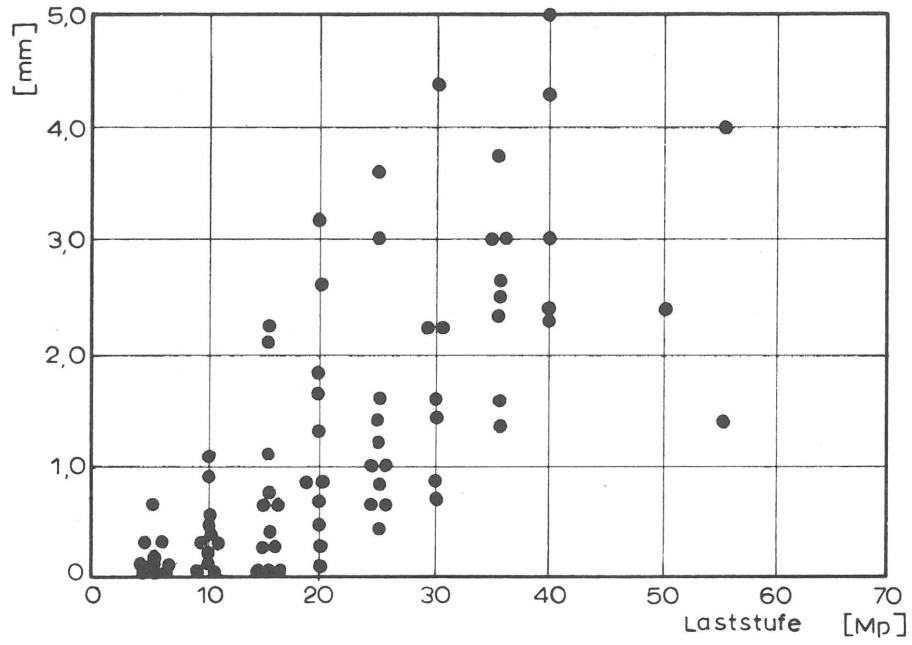
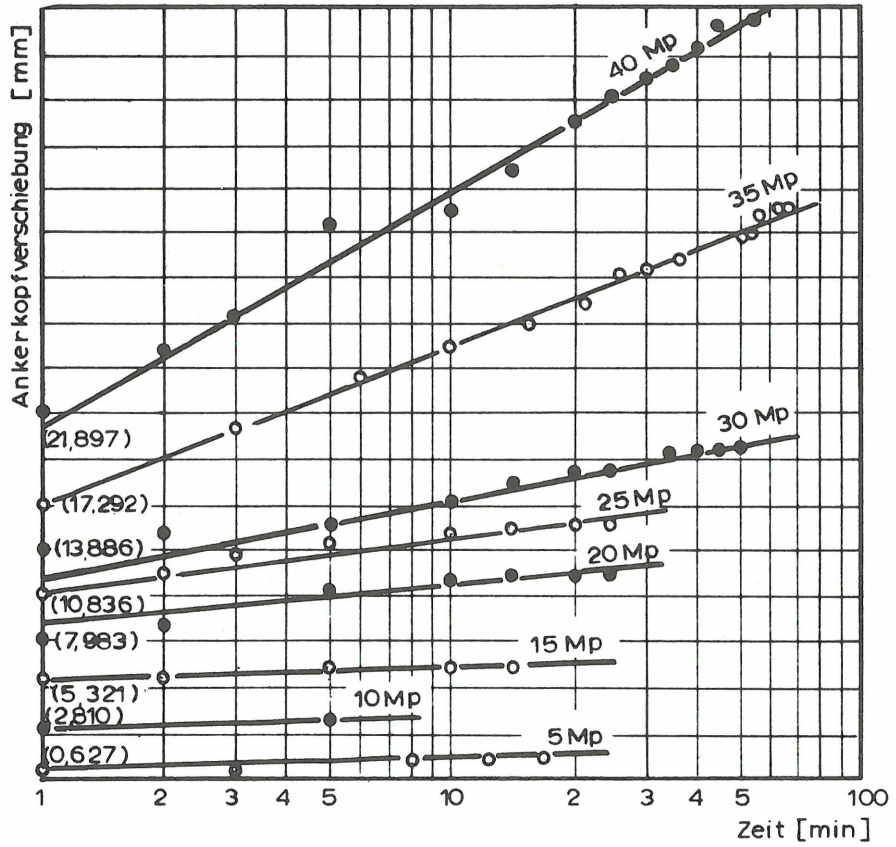


Bild 10 : Bleibende Verschiebung des Ankerkopfes

a) Ankerkopfverschiebung über die Zeit



b) Kriechbewegung in Abhängigkeit von der Zeit

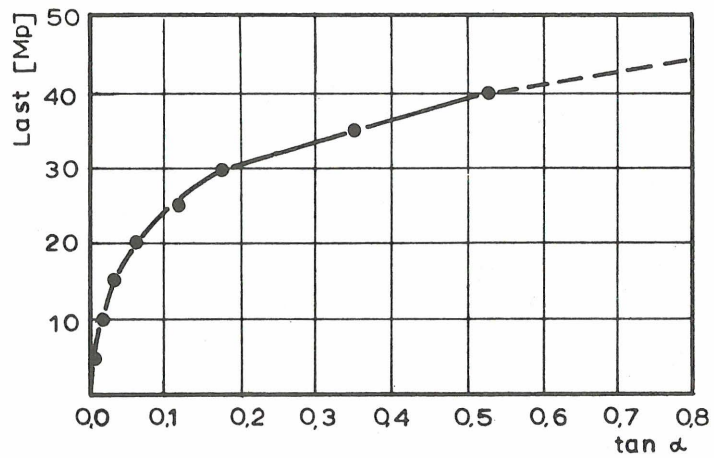


Bild 11 : Kriechbewegung des Ankers Nr. 6

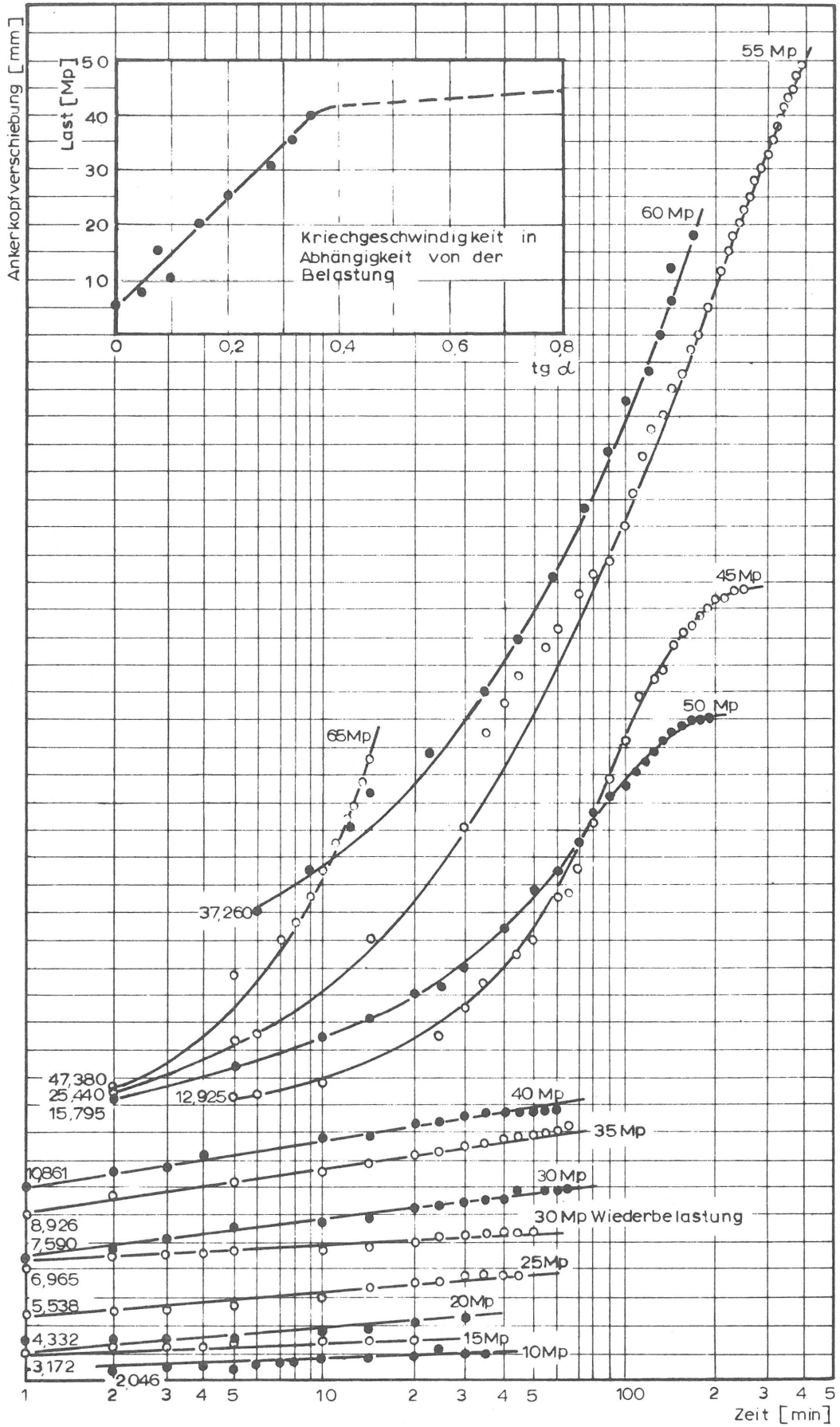


Bild 12 : Kriechbewegung des Ankers Nr. 19

von den vorangegangenen Verschiebungslinien. Ähnlich wie bei dem auf Druck beanspruchten Pfahl wird die Last zunächst in der Haftstrecke, über Haftung bzw. Mantelreibung, und mit zunehmender Verschiebung von der verbreiterten Spitze, über Spitzendruck, auf den Ton übertragen. Die Lastübertragung an der Spitze hat größere Kriechbewegungen und auch größere Kriechgeschwindigkeiten zur Folge.

### Zusammenfassung

Die Versuche haben gezeigt, daß im Frankfurter Ton die Tragfähigkeit von Verpreßankern maßgeblich von der Bohrtechnik, der Ausführung der Verpressung und vom hierbei angewandten Druck abhängig ist. Mit den üblichen Bohr- und Verpreßverfahren werden im Frankfurter Ton zulässige Ankerlasten von 35 - 40 Mp erreicht. Die Tragfähigkeit dieser Anker unterliegt allerdings großen Schwankungen als Folge von Mängeln bei der Herstellung. Mit verbesserten Verpreßmethoden läßt sich die Tragfähigkeit des Ankers wesentlich erhöhen und mit größerer Sicherheit gewährleisten, besonders dann, wenn ein höherer Verpreßdruck angewandt werden kann.

Die zulässige Ankerkraft kann aus dem zeitlichen Ablauf der Ankerkopfverschiebung bestimmt werden, wenn bei der Eignungsprüfung die Kriechgeschwindigkeit mindestens 30 Minuten lang unter 3 Lasten beobachtet wird. Die Prüflasten sollten hierbei über 75 % der zugelassenen Ankerkraft betragen. Die Bewegung des Ankers sollte in kleinen Zeitintervallen gemessen werden, damit sein Verhalten über die Zeit unter der Gebrauchslast beurteilt werden kann. Nach den Versuchen besteht bei ausreichend sicher bemessenen Verpreßankern keine Gefahr von langanhaltenden Kriechbewegungen.

Die gleichmäßige Zementsteinüberdeckung des Ankerstahls sollte durch eine entsprechende Zentrierung im Bohrloch sichergestellt sein. Für

die Haftstrecke sollte das Verpreßmittel mit schnell bindendem Zement und mit einem Wasserzementfaktor unter 0,4 hergestellt werden. Ferner sollten nur Bohrverfahren zur Anwendung kommen, bei denen der Ton nicht aufgeweicht wird.

Der Stahlquerschnitt dürfte im Ton ebenfalls einen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Haftankers haben. Ein dehnungsarmer Anker läßt eine gleichmäßigere Krafteinleitung in den Boden erwarten als ein dehnbarer Anker, bei dem der Boden örtlich überbeansprucht werden kann, was vor allem im gerissenen Ton einen langsamen Abbau der Scherfestigkeit verursachen kann. Die hier durchgeführten Versuche lassen eine Aussage über die zulässige Dehnung des Ankerstahls nicht zu.

### 3. Die Tragfähigkeit von Bohrpfählen im Frankfurter Ton

#### Aufgabenstellung

In den verkehrsdichten Stadtgebieten werden die Baugruben für die Untergrundbahnbauten häufig abgedeckt, um den Straßenverkehr nur kurzfristig unterbrechen zu müssen. Die für die Abtragung der Lasten erforderlichen Mittelstützen sowie die Verbauträger werden wegen der im Frankfurter Ton eingelagerten, mitunter mehrere Meter dicken Kalksteinbänke und wegen der Lärmbelästigung beim Rammen der Träger heute nur noch in vorgebohrte Löcher gesetzt, wobei die Träger bis in Höhe der Baugrubensohle einbetoniert werden. Bei der Bemessung des Verbaus stellt sich die Frage nach der Tragfähigkeit dieser Bohrpfähle und nach den zu erwartenden Setzungen, die nach dem Stand der Kenntnisse nur mit Vorbehalten beantwortet werden konnte. Es wurde deshalb durch großmaßstäbliche Versuche geprüft, inwieweit die Tragfähigkeitsformeln auf den Frankfurter Ton anwendbar sind und inwieweit die Tragfähigkeit der Pfähle im Hinblick auf die zugelassenen Setzungen ausgenutzt werden kann.

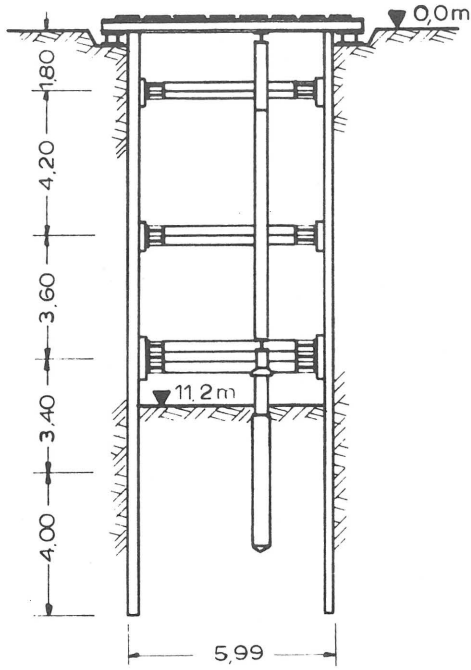
#### Versuchsaufbau

Die Versuche fanden in derselben Grube (Bild 1) statt, in der auch die Injektionsanker geprüft worden sind. Die Kennwerte des dort anstehenden Tons sind auf dem Bild 3 zum Bericht über die Ankerversuche angegeben.

Das zur Ausführung gekommene Versuchsprogramm sah folgende Ermittlungen vor:

1. die Bruchlast des Bohrpfahls und zum Vergleich hierzu die Tragfähigkeit von Lastplatten auf der Tonoberfläche und bei kleiner Einbindetiefe

a) Querschnitt



b) Längsschnitt

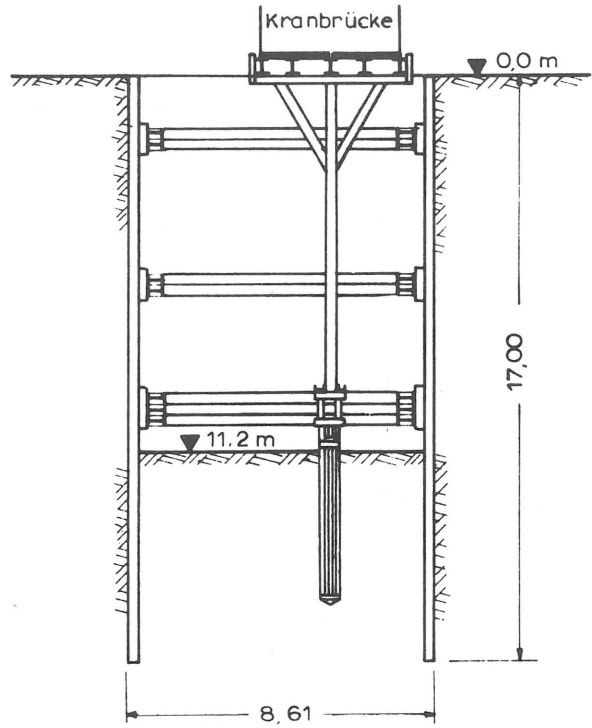


Bild 1 : Versuchsgrube

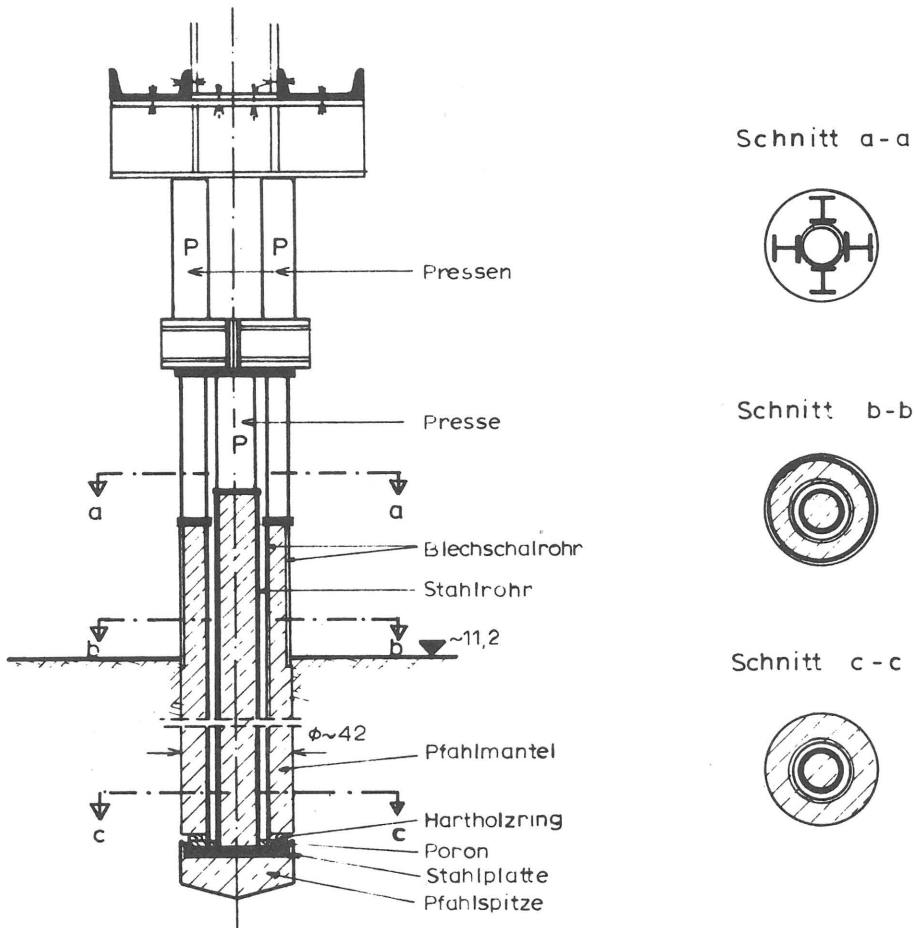


Bild 2 : Pfahlversuche - Versuchsanordnung

2. die Haftfestigkeit des Pfahlmantels in Abhängigkeit von der Einbindetiefe
3. den zulässigen Spitzendruck in Abhängigkeit von der Einbindetiefe.

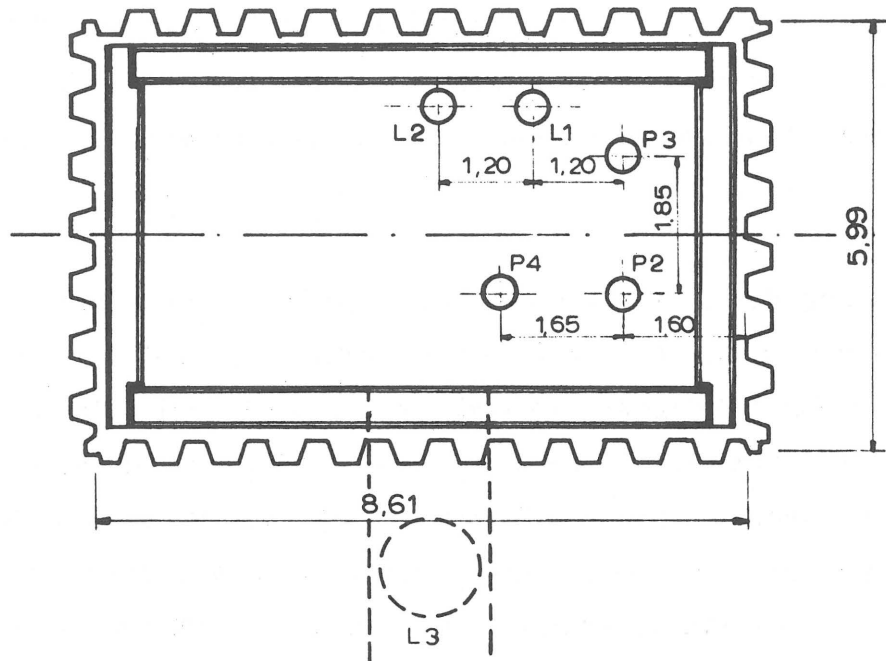
Es wurden 3 Pfähle mit 2, 3 und 4 m Einbindetiefe und 0,42 m Durchmesser belastet. Die Versuchsanordnung geht aus den Bildern 1 bis 3 hervor. Die Lastplattenversuche wurden mit kreisrunden Platten von 0,4 m Durchmesser, einer auf dem Ton, der zweite 0,4 m tief im Ton, ausgeführt. Die Pfähle waren so angeordnet, daß ein Achsabstand vom 4-fachen Durchmesser und ein ausreichender Abstand zur Baugrubenumspundung gewahrt blieb (Bild 3). Die Störzone an den Spundwänden wurde beim Aushub untersucht. Sie war etwa 30 cm breit.

Die beim Baugrubenverbau gebräuchliche Pfahlherstellung wurde für die Versuche weitgehend beibehalten. Die Löcher für die Pfähle wurden mit einer Schnecke gebohrt, in Abweichung von der Praxis jedoch nachträglich verrohrt. Für die Pfähle wurde ein gewöhnlicher Beton mit einem Wasserzementfaktor von 0,55 verwendet. Der Beton wurde nur durch leichtes Stampfen verdichtet. Im Schutz der Verrohrung wurde zunächst die Pfahlspitze betoniert. Die Aufstandsfläche bildete einen Kegel mit etwa  $160^{\circ}$  Öffnungswinkel. Der noch frische Beton wurde mit einer Stahlplatte abgedeckt und auf diese der Belastungsstempel für die Spitze gestellt. Das innere Schalrohr (Bild 2) für den Pfahlschaft diente hierbei zur Zentrierung. Schaft und Spitze waren durch einen Holzring und einen Poronring getrennt. Einen Tag nachdem die Spitze hergestellt war, wurde der Mantel betoniert. Die Pfähle konnten 3 Wochen lang abbinden.

Ein Bagger und Betonplatten auf einer verschiebbaren Bühne (Bild 1) stellten das Gegengewicht für die Belastungseinrichtung, wobei ein Stahlgerüst unter der Brücke das Widerlager für die beiden oberen Pressen bildete. Mit diesen Pressen wurde der ganze Pfahl, Mantel und Spitze zugleich, belastet. Mit der weiter unten angeordneten dritten Presse



a) Grundriss



b) Querschnitt

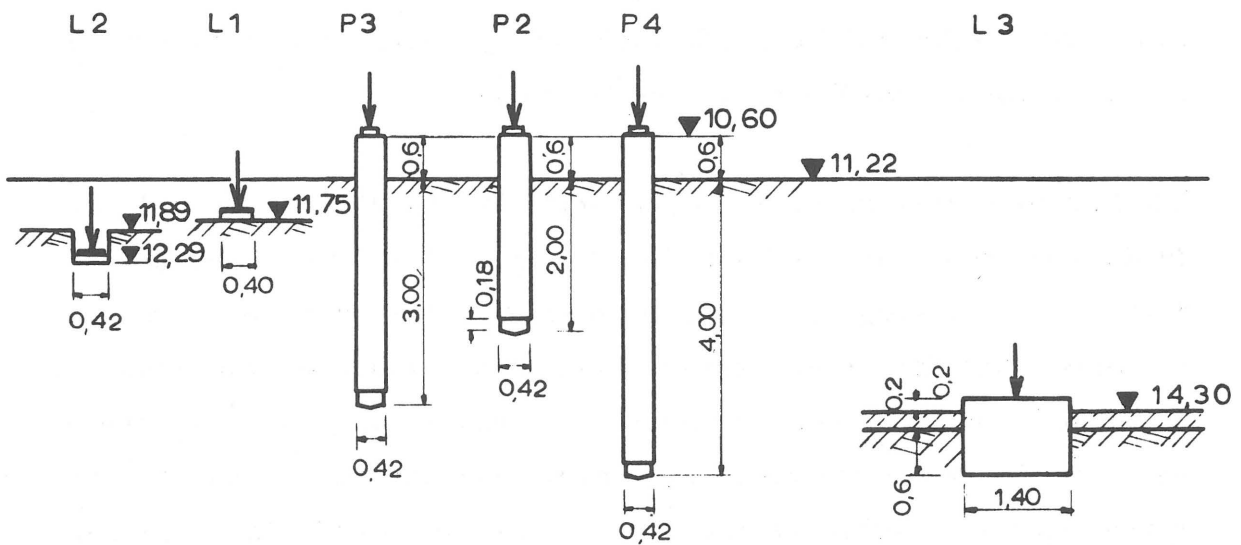


Bild 3: Anordnung der Pfahlversuche und Lastplattenversuche

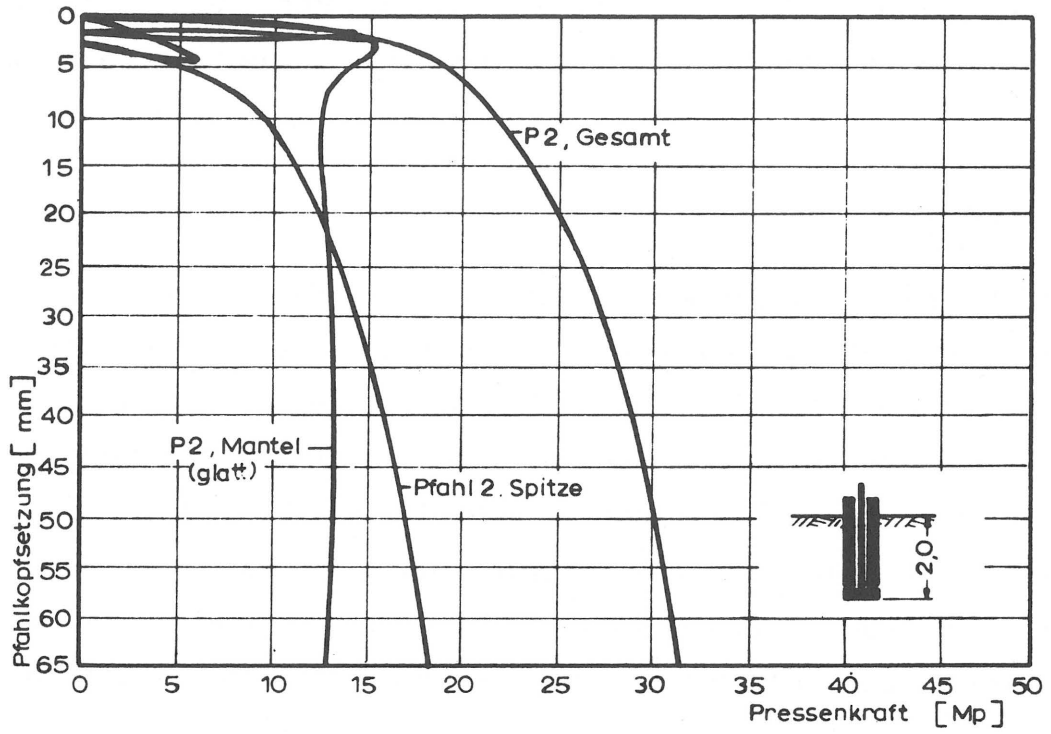
wurde der jeweilige Spitzendruck gemessen. Aus der Differenz zur Gesamtlast konnte auf den Anteil des Pfahlmantels an der Lastaufnahme geschlossen werden. Die Setzungen der Pfahlspitze und des Pfahlmantels wurden getrennt mit Feinmeßuhren gemessen, wobei der Pfahlmantel und die Pfahlspitze gegenüber dem Boden als starr gelten konnten.

Die Anordnung der Lastplatten ist im Bild 3 zu sehen. Kurz vor den Versuchen wurde der Ton in der Grubensohle mit Hand vorsichtig abgetragen, nachdem festgestellt worden war, daß sich die Risse im Ton bis 0,4 m tief unter die Grubensohle geöffnet hatten. Ganz konnte der Einfluß der Entspannung durch die Vertiefung, wie der Lastplattenversuch 1 zeigte, jedoch nicht ausgeschaltet werden. Um die Lastplattenversuche mit den Pfahlversuchen vergleichen zu können, wurden die Stahlplatten auf 5 mm dickem Zementmörtel verlegt.

Zu einem dritten Lastplattenversuch mit einer 1,4 m großen Kreisplatte bestand im Anschluß an die im Stollen ausgeführten Druckkissenversuche (siehe Bericht 5) Gelegenheit. Dieser Versuch wurde mit einer 0,6 m tief unter die Stollensohle einbindenden Ortbetonplatte ausgeführt. Die zur Bestimmung des Verformungsmoduls des Tons über längere Zeit belastete Betonplatte wurde nach erfolgter Konsolidierung des Tons schnell belastet, bis der Grundbruch eintrat.

Die Lasten wurden in Stufen aufgebracht. Auf den Pfählen 2 und 4 wurde die Last gesteigert, sobald die Setzung auf 0,025 mm innerhalb von 5 Minuten zurückgegangen war. Beim dritten Pfahl wurde nach den Erfahrungen mit den beiden ersten Pfählen die Dauer der Laststufe auf 5 Minuten verkürzt. Beim Lastplattenversuch 2 wurde die Last jeweils nach 15 Minuten gesteigert, während bei den anderen Lastplattenversuchen mit der Laststeigerung gewartet wurde, bis die Setzung innerhalb von 5 Minuten unter 0,005 mm blieb. Der Anteil der plastischen Setzung an den gemessenen Setzungen wird an den zwischengeschalte-

### Pfahl 2



### Pfahl 4

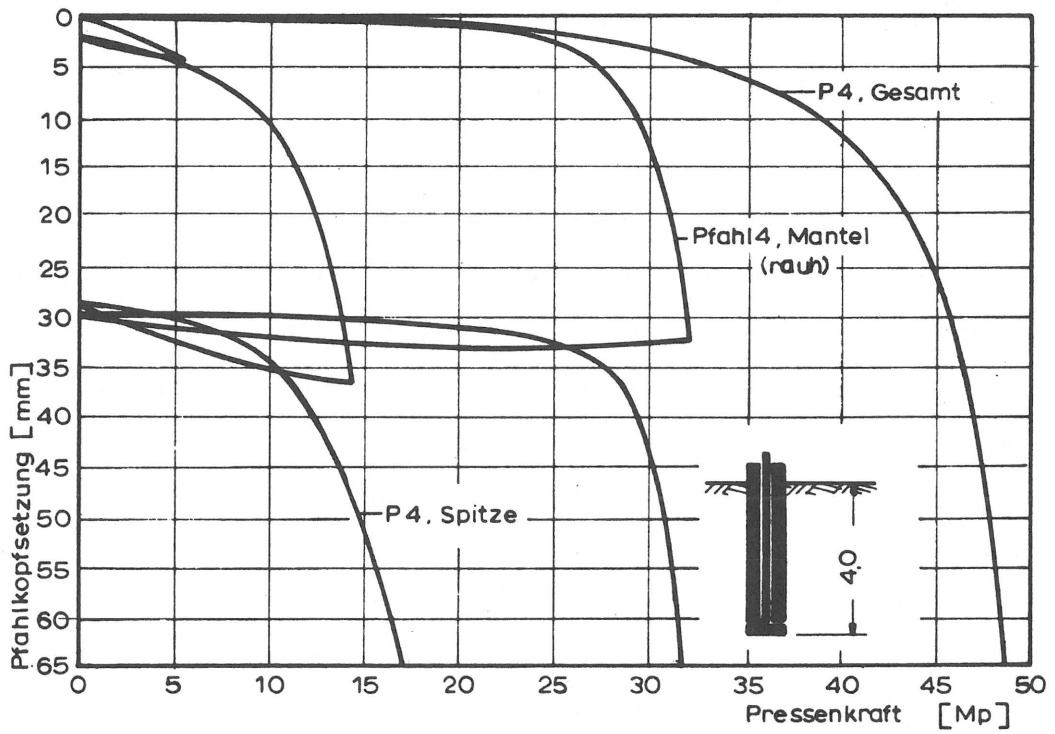


Bild 4 : Last - Setzung

ten Entlastungen erkennbar. Außer den Setzungen und ihrem zeitlichen Ablauf wurde nach einem Pfahlversuch und unter einer Lastplatte der Ton freigelegt und die in ihm aufgetretene Verformung aufgenommen.

### Bruchlast

Das Ergebnis der Probelastungen wird auf den Bildern 4 bis 10 gezeigt. Wenn die Versuche in ihrem zeitlichen Ablauf auch etwas voneinander abweichen, so sind sie doch alle als Schnellversuche zu werten. Jeder Versuch kam innerhalb eines Tages zum Abschluß und gibt somit über die Anfangstragfähigkeit des Tons Aufschluß. Die in Ergänzung zu den Pfahlversuchen ausgeführten Lastplattenversuche sollten den Einfluß der Gründungstiefe auf die Bruchlast deutlich machen. Sie stellen gleichsam Pfähle ohne oder mit kleiner Einbindetiefe dar.

Die Anfangsfestigkeit des Tons wurde an ungestörten Proben aus der unmittelbaren Nachbarschaft der Pfähle und Lastplatten bestimmt. Die Kohäsion  $c_u$  schwankt zwischen 1,1 und 1,3 kp/cm<sup>2</sup>. Als Folge geringer Lufteinschlüsse im Ton wurde außerdem ein Reibungswinkel  $\rho_u$  von 4° gemessen.

In der Tabelle 1 sind die Abmessungen der Lastplatten und Pfähle angegeben und die beim Bruch gemessenen Spitzendrücke den für den vollplastischen Raum berechneten Grenztragfähigkeiten gegenübergestellt. Als Bruchlasten wurden die Lasten eingetragen, bei denen die Tragfähigkeit des Tons offensichtlich erschöpft war, so daß der Versuch abgebrochen werden konnte. Dieses Vorgehen war berechtigt, nachdem die Definition der Bruchlast nach van der Veen (1957) keinen Vorteil brachte. Im Bild 11 sind die Bruchlasten nach van der Veen für den Pfahl 3 und für die Lastplatte 2 ermittelt. An den Last-Setzungsdiagrammen auf Bild 7 und 8 ist zu ersehen, daß die Grenztragfähigkeit des Tons unter diesen Lasten noch nicht erreicht war. Die Gegenüberstellung der gemessenen mit den berechneten Grenztragfähigkeiten zeigt,

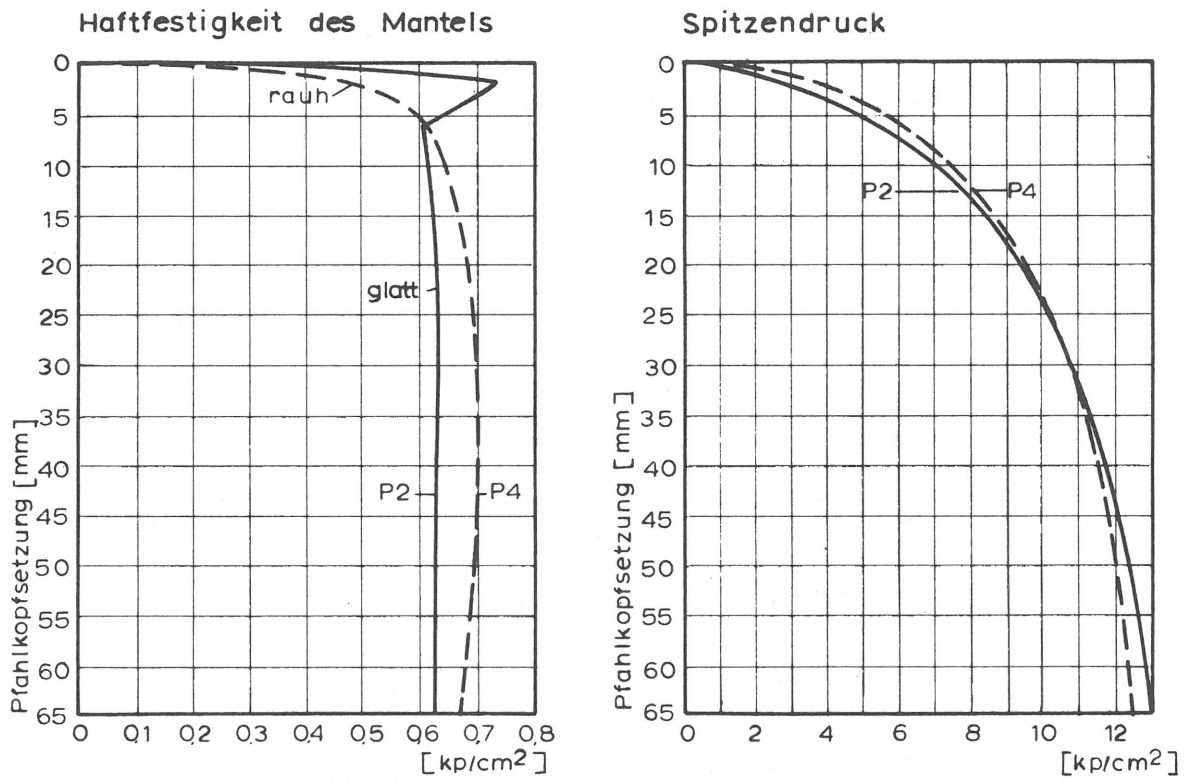


Bild 5 : Pfahl 2 und 4 , Spitzendruck und Haftfestigkeit des Mantels in Abhängigkeit von der Setzung

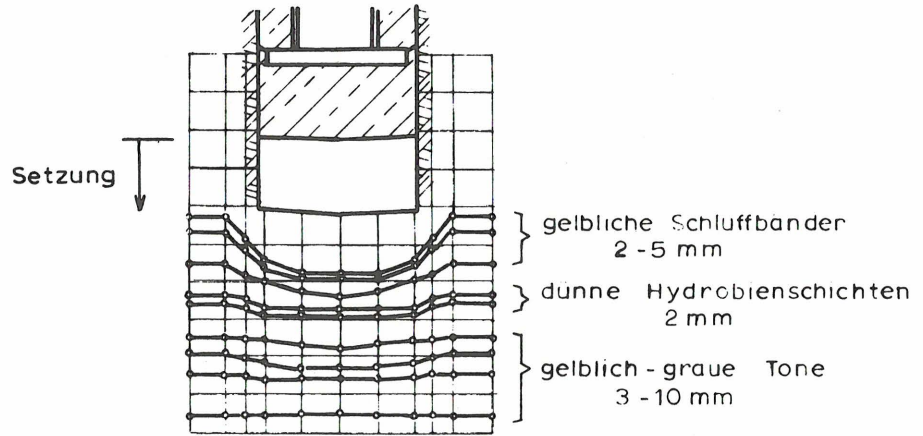


Bild 6 : Pfahl 2,  $t = 2,0\text{ m}$ , Bodenverformung unter der Pfahlspitze

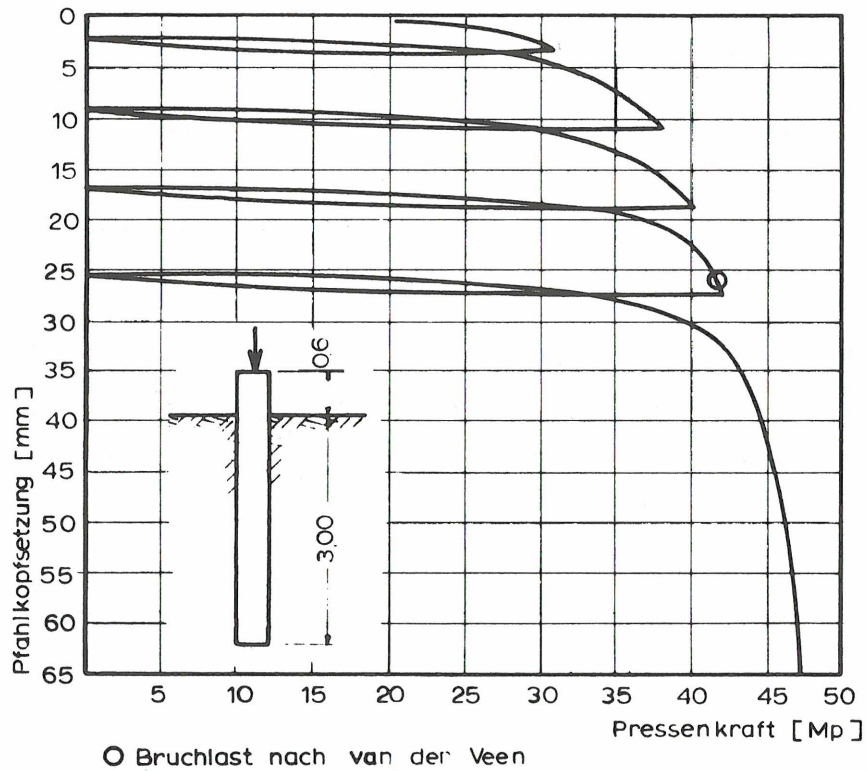


Bild 7 : Pfahl 3,  $t = 3,0\text{ m}$ , Last - Setzung

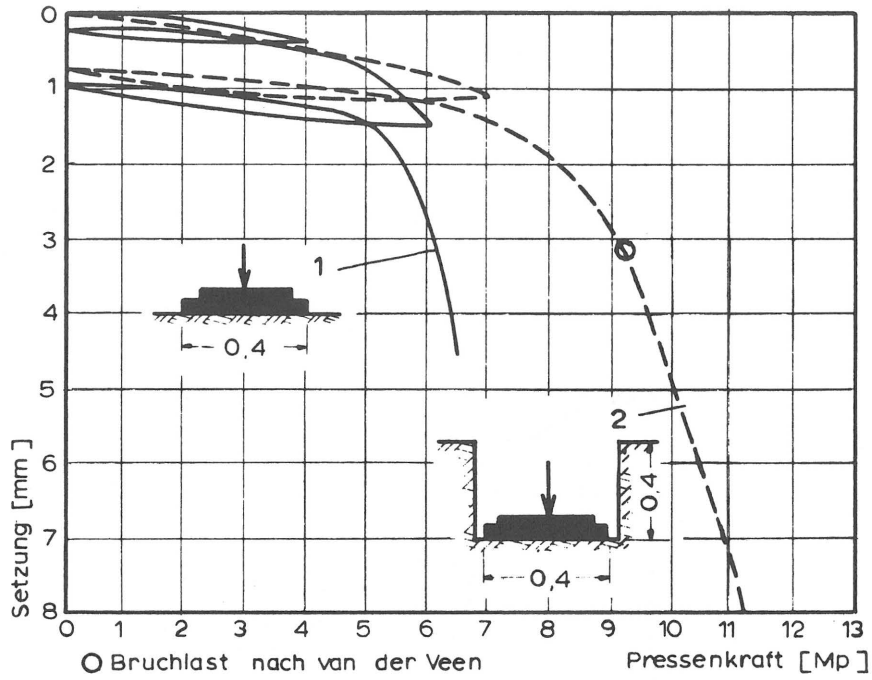


Bild 8 : Lastplatten 1 und 2 , Last - Setzung

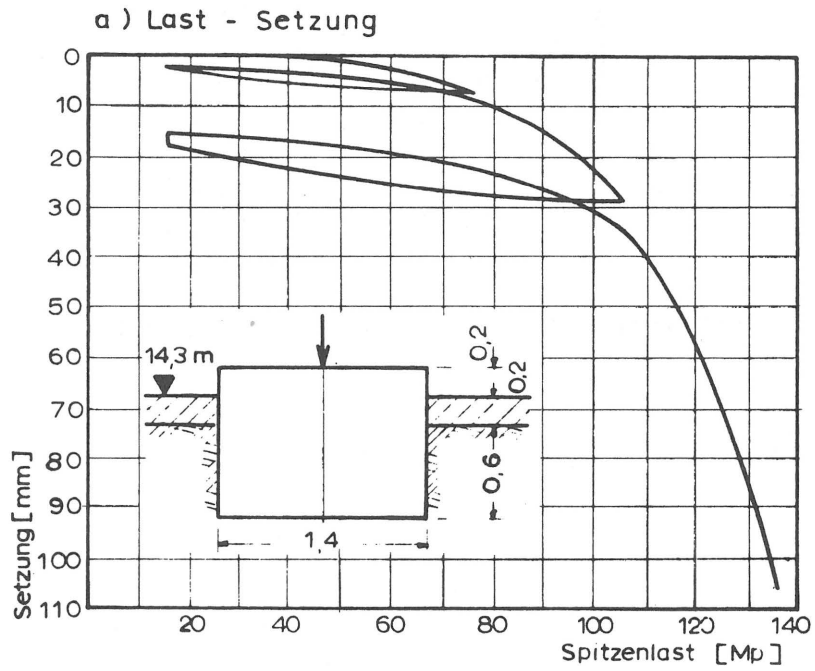


Bild 9 : Lastplatte 3 , Last - Setzung

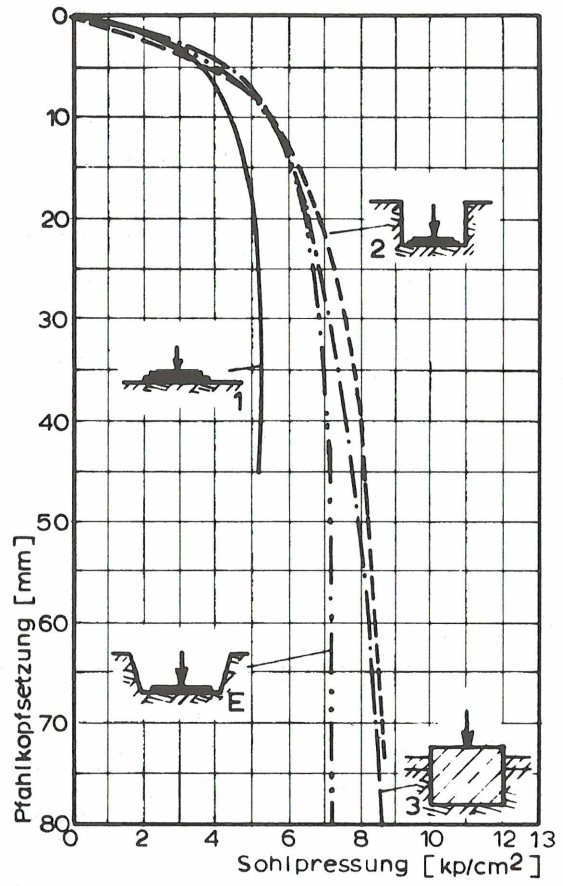


Bild 10 : Lastplatten 1, 2, 3 und E , Sohlpressung - Setzung



	t <sup>1)</sup> [m]	φ [m]	Fläche		Anfangsfestigkeit		Bruchlast [Mp]			Grenztragfähigkeit [kp/cm <sup>2</sup> ]			
			Spitze [m <sup>2</sup> ]	Mantel [m <sup>2</sup> ]	Spitze [kp/cm <sup>2</sup> ]	Mantel [kp/cm <sup>2</sup> ]	Spitze	Mantel	Gesamt	gemessen	gerechnet		gemessen
											Skempton	Caquot-Kérisel	
Lastplatte 1	0	0,4	0,125	-	1,1	-	6,5	-	6,5	5,2	6,8	-	-
Lastplatte 2	0,4	0,4	0,125	-	1,2	-	11,5	-	11,5	8,8	8,8	-	-
Lastplatte 3	0,6 <sup>2)</sup>	1,4	1,54	-	1,2	-	13,5	-	13,5	9,0	8,2	-	-
Lastplatte E <sup>3)</sup>	0	0,5	0,196	-	1,1	-	14,1	-	14,1	7,2	6,8	-	-
Pfahl 2	2	0,42	0,138	2,24	1,3	1,2	17,7	13,9	31,6	12,9	11,7	12,1	0,62
Pfahl 4	4	0,42	0,138	4,87	1,2	1,2	17,0	32,5	49,5	12,3	10,8	12,4	0,67
Pfahl 3	3	0,42	0,138	3,96	1,25	1,2	-	-	47,5	-	-	-	-

1) Einbindetiefe

2) Bodenaufbruch behindert

3) Versuch in einer Baugrube

$$\text{Nach Skempton } N_c = \frac{6,2 + 7,5 \frac{t}{2d}}{1 + 0,75 \frac{t}{2d}}$$

Grenztragfähigkeit der Spitze (Pfähle)

nach Skempton  $p_s = 9 c_u$

nach Caquot-Kérisel  $p_s = N_c \cdot c + N_q \cdot \gamma \cdot t$

$$N_c = \text{ctg } \rho (N_q - 1)$$

$$N_q = 10^{3,04} \cdot \text{tg } \rho$$

Tabelle 1: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

daß sich der Ton unter den Lastplatten und Pfahlspitzen weitgehend wie ein vollplastisches Medium verhält. In diesem reibungslosen Medium ( $\rho = 0$ ) steht der Spitzendruck beim Erreichen des Grenzgleichgewichts in linearer Beziehung zur Anfangsfestigkeit  $p_s = N_c \cdot c_u$ , wenn das Gewicht des Pfahls dem Gewicht des beim Bohren entnommenen Bodens annähernd gleichgesetzt werden kann, was im vorliegenden Fall zulässig ist. Den Tragfähigkeitsbeiwert hat Skempton (1951) im Londoner Ton aus Probelastungen im Mittel zu  $N_c = 9$  bestimmt, sofern das Verhältnis der Einbindetiefe des Pfahls zu seinem Durchmesser größer als 6 war, d. h., der Pfahl entsprechend tief gegründet war. Mit dem von ihm empirisch ermittelten Tragfähigkeitsbeiwert ergeben sich sowohl für die Lastplatten als auch für die Pfähle etwas kleinere Grenztragfähigkeiten als nach den Versuchen (Tabelle 1). Eine Ausnahme macht die auf der Tonoberfläche belastete Platte 1. Dies ist auf die bereits erwähnte Entspannung des Tons in Oberflächennähe zurückzuführen.

Die in der Versuchsgrube ermittelten Bruchlasten liefern für  $\rho = 0$  Tragfähigkeitsbeiwerte zwischen  $N_c = 9,65$  und  $9,73$ , woraus geschlossen werden kann, daß in dem nicht vollständig mit Wasser gesättigten Ton auch eine geringe Reibung wirksam war. Durch die Reibung, der Reibungswinkel wurde im undrainierten Versuch mit  $\rho_u = 4^\circ$  ermittelt, erhöht sich der Spitzendruck im Bruchzustand nach Caquot/Kérisel (1967) auf  $12,1 \text{ kp/cm}^2$  für den Pfahl 2 und auf  $12,4 \text{ kp/cm}^2$  für den Pfahl 4. Diese Grenztragfähigkeiten kommen nahe an die unter der Bruchlast gemessenen Spitzendrücke heran.

Trotz der guten Übereinstimmung erscheint es für die Praxis sinnvoller, den Reibungswinkel im Ton nicht zu berücksichtigen und den Pfahl nach der Anfangsfestigkeit  $c_u$  zu bemessen. Der Tragfähigkeitsbeiwert kann nach den Versuchen mit  $N_c = 9,5$  eingesetzt werden. Die Grenztragfähigkeit der Pfahlspitze ergibt sich dann mit  $p_s = 9,5 \cdot c_u$ , wobei mit  $c_u$  die halbe Zylinderdruckfestigkeit gemeint ist.

Die Tragfähigkeit des Mantels ergab sich nach den beiden Versuchen, auf die Fläche des Mantels bezogen, im Mittel zu  $0,65 \text{ kp/cm}^2$  (Bild 5). Die Haftfestigkeit am Mantel erreichte somit nur etwas mehr als die Hälfte der Anfangsfestigkeit  $c_u$  des Tons. Bei der Beurteilung des ermittelten Wertes ist zu bedenken, daß die Haftfestigkeit des Pfahls nicht nur von der Festigkeit des Bodens, sondern maßgeblich auch von der Pfahlherstellung abhängt. Für die hier geprüften Pfähle wurden die Bohrlöcher verrohrt, und die Verrohrung wurde beim Einfüllen des verhältnismäßig nassen Betons gezogen. Wird ein trockener Beton verwendet und dieser im Bohrloch verpreßt oder durch Stampfen verdichtet, dann kann eine größere Haftfestigkeit des Mantels erwartet werden. Sie kann nach den im Londoner Ton gemachten Erfahrungen bis zu  $0,8 c_u$  erreichen. Nach den dort ausgeführten Untersuchungen lag der Abminderungsfaktor  $\alpha$  als Folge der Pfahlherstellung zwischen  $0,4$  und  $0,8$ . Der größere Wert wurde gemessen, wenn trocken und verrohrt gebohrt und der möglichst trockene Beton verpreßt oder gestampft worden war. Die Angaben wurden der am Ende des Berichtes aufgeführten Literatur entnommen.

Zusammenfassend kann die Bruchlast eines Bohrpfahls im Frankfurter Ton wie folgt angegeben werden:

$$P_{br} = 9,5 \cdot c_u \cdot F_s + \alpha \cdot c_u \cdot F_m$$

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

$c_u$  = Anfangsfestigkeit des Tons

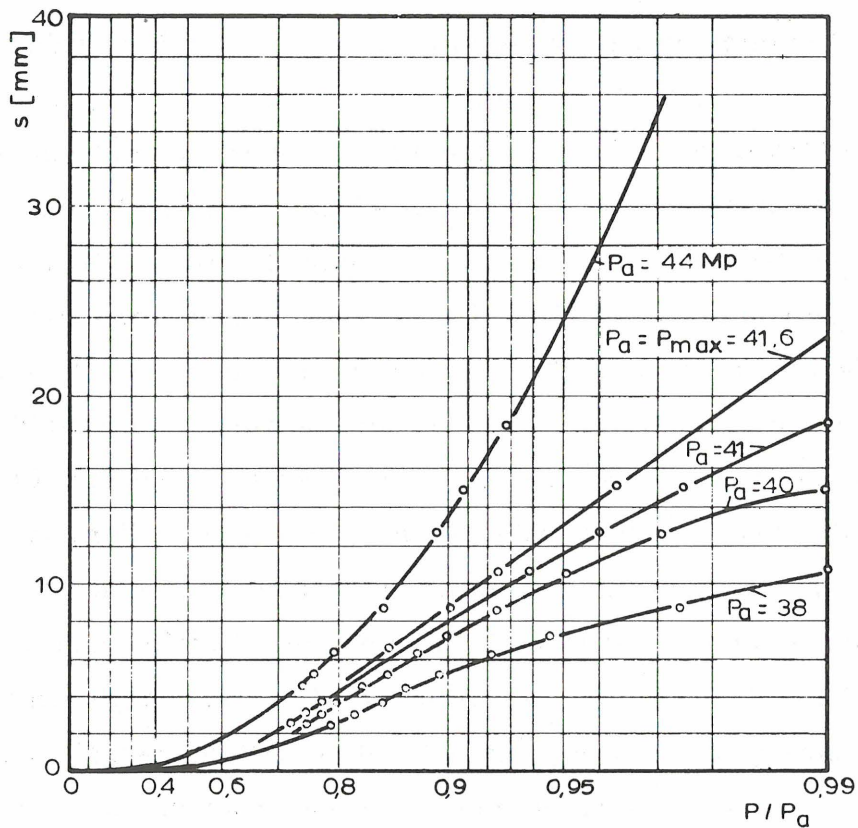
$q_u$  = Zylinderdruckfestigkeit des Tons

$F_s$  = Spitzenfläche des Pfahls

$F_m$  = Mantelfläche des Pfahls

$\alpha$  = Abminderungsfaktor

Pfahl 3, t = 3,0 m



Lastplatte 2, t = 0,4 m

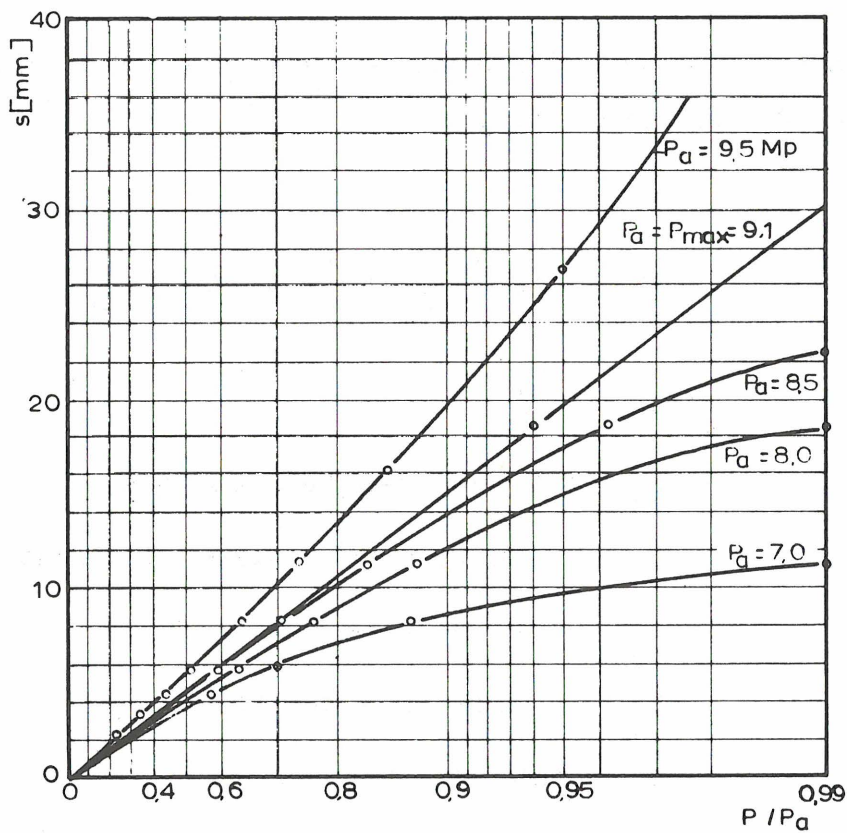
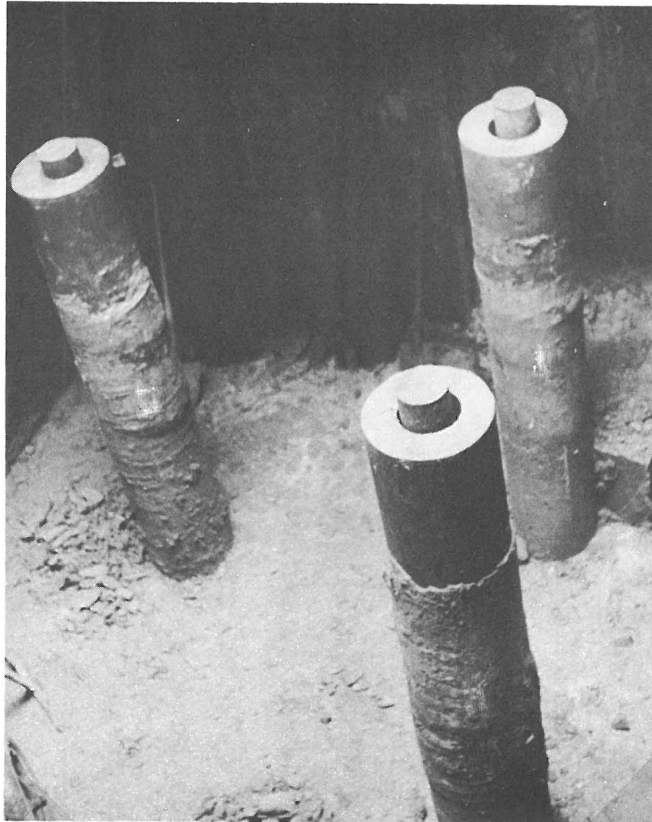
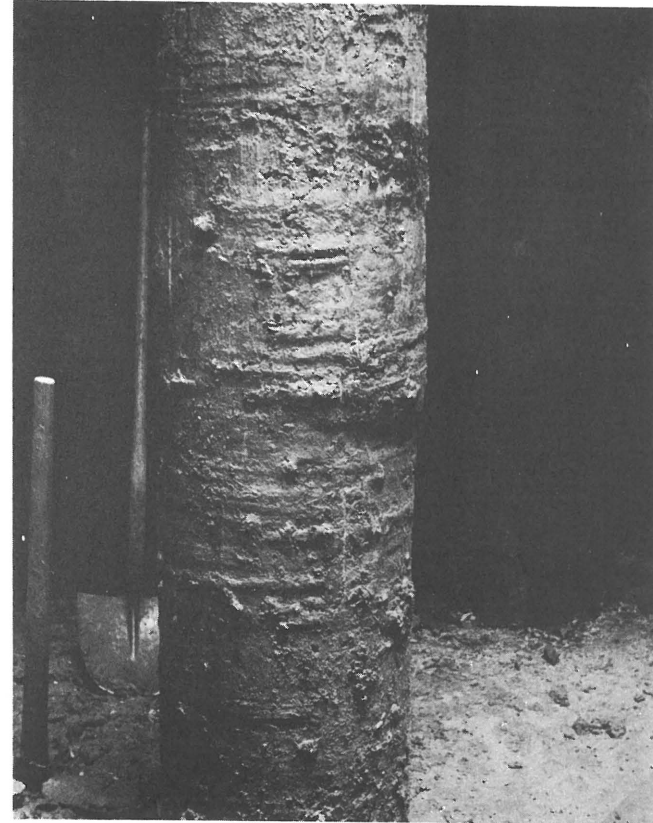


Bild 11 : Bruchlast nach van der Veen



a) von links nach rechts Pfahl 3,4 und 2



b) Pfahl 4

Bild 12 : Die ausgegrabenen Pfähle

Im Anschluß an die Versuche wurden die Pfähle ausgegraben und fotografiert. An den Bildern 12a und 12b ist zu erkennen, daß die Mantelfläche des Pfahls 2 glatter war als die der beiden anderen Pfähle. Unter dem Pfahl 2 und unter der Lastplatte 2 wurde der Boden lotrecht angeschnitten und die Verformung des freigelegten Tons aufgemessen. Dies war möglich, weil der dunkelgraue Ton von dünnen, nur Millimeter dicken, horizontal verlaufenden Schichten aus gelbem Kalkschluff und schwarzem Hydrobiensand durchzogen war, die die unter der Last aufgetretene Verformung sichtbar machten. In beiden Fällen wurde eine plastische Zone festgestellt, innerhalb der der Ton die Lastplatte beziehungsweise die Pfahlspitze umflossen hat. Die aufgenommenen Fließzonen sind auf den Bildern 6 und 13 zu sehen. Die Fließzone um die Pfahlspitze war 8 bis 10 cm dick. Scherflächen wurden nicht gefunden.

### Setzungen

Von gleichrangiger Bedeutung wie die Bruchlast ist die Setzung, die dem Grundbruch vorausgeht. Wie die Last-Setzungsdiagramme auf den Bildern 4 und 7 zeigen, wurde die Bruchlast erst erreicht, nachdem sich die Pfähle etwa 80 mm gesetzt hatten. Ähnlich wie unter der Pfahlspitze ging der Ton auch unter den Lastplatten erst nach einer größeren Setzung zu Bruch. Beim Belasten der nur 40 cm tief gegründeten Platte wurden erst nach 18 cm Setzung Risse in der Tonoberfläche sichtbar. Lediglich beim Lastplattenversuch auf der Tonoberfläche kam es ohne Vorankündigung bereits nach 2 cm Setzung zu einem ausgeprägten Schollenbruch.

Für die Beurteilung des Tragverhaltens eines Pfahls genügt jedoch nicht nur die Kenntnis seiner Grenztragfähigkeit und die bis zum Grundbruch aufgetretene Setzung, es müssen auch der Anteil der Pfahlspitze und des Pfahlmantels an der Lastaufnahme bei der jeweiligen Setzung bekannt sein. Erfahrungsgemäß wird die Tragfähigkeit des Mantels bei

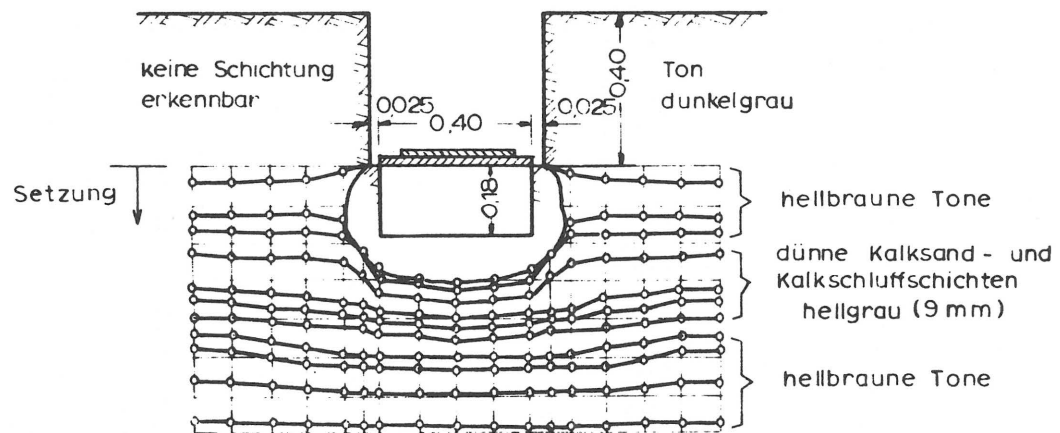
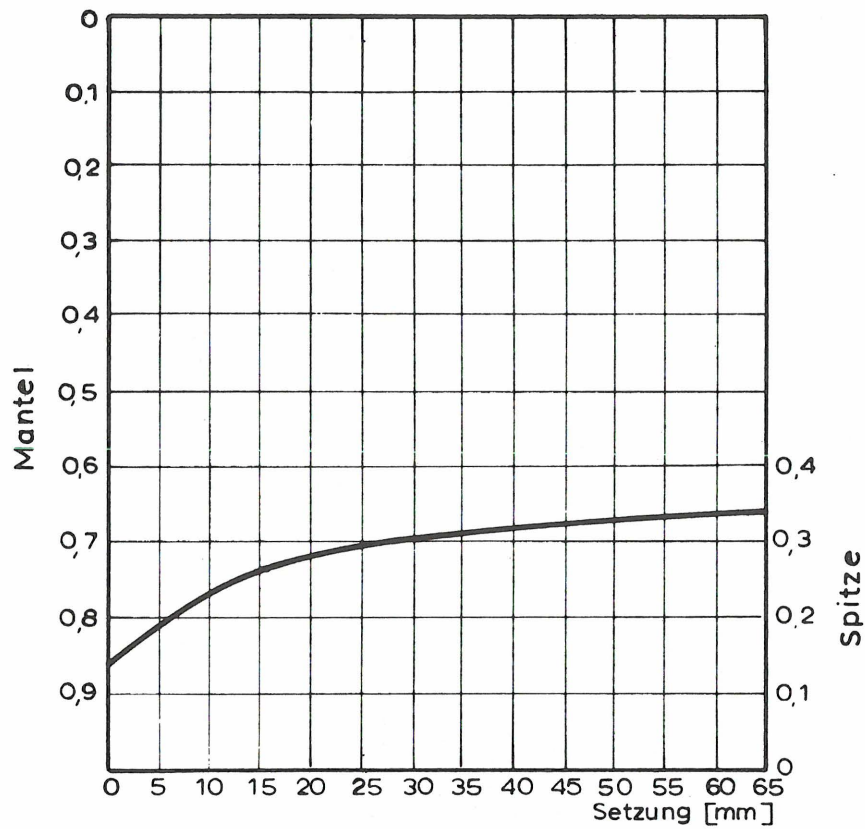
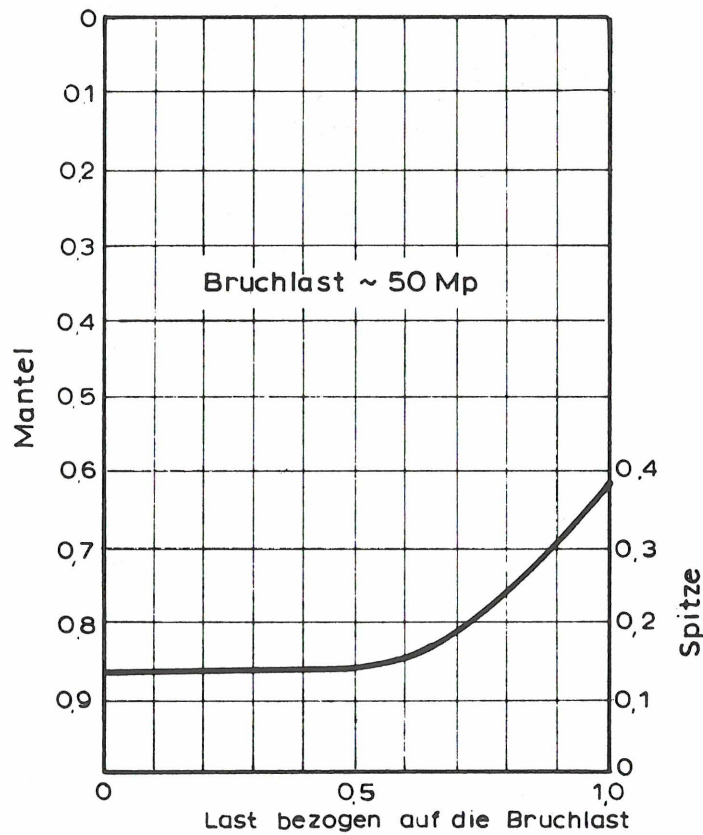


Bild 13 : Lastplatte 2 ,  $t = 0,4 \text{ m}$  , Bodenverformung nach dem Bruch



a) In Abhängigkeit von der Setzung



b) In Abhängigkeit von der Last

Bild 14 : Pfahl 4,  $t=4,0\text{m}$ , Anteil der Spitze und des Mantels an der Lastaufnahme



einer viel kleineren Setzung und daher früher erreicht als der Spitzenwiderstand. So fanden auch Kérisel und Simons (1962) in vorwiegend sandigen Böden, daß die Mantelreibung des Versuchspfahls 60 % des Grenzwertes bereits nach 10 mm Pfahlsetzung erreicht hatte, während der volle Spitzenwiderstand erst nach etwa 30 cm Setzung wirksam wurde.

Um das Tragverhalten der Pfähle in dem steifplastischen Ton kennenzulernen, wurden bei den Pfählen 2 und 4 die vom Mantel und die von der Spitze aufgenommenen Lasten getrennt gemessen. Mit dem dritten, 3 m langen Pfahl wurde geprüft, inwieweit durch die getrennte Messung und durch das angewandte Meßverfahren das Tragverhalten der Pfähle 2 und 4 beeinflußt worden sein kann. Der Vergleich mit den vorangegangenen Versuchen ergab, daß durch die angewandte Meßtechnik das Tragverhalten der Pfähle nicht verändert worden ist.

Es bestätigte sich auch bei diesen Versuchen, daß der Bruch im Mantel bereits bei 5 mm Setzung auftrat, während die Bruchlast der Pfahlspitze erst erreicht wurde, nachdem sich der Pfahl etwa 80 mm gesetzt hatte. Am deutlichsten wird der Unterschied auf dem Bild 5 erkennbar. Die Haftfestigkeit des Mantels wird nach wenigen Millimetern Setzung wirksam und bleibt von da ab konstant, während für die Ausnutzung des Pfahlwiderstandes eine entsprechend große Setzung in Kauf genommen werden muß. Das Setzungsverhalten des Pfahls wird also im wesentlichen vom wirksamen Spitzendruck und von der Verformung des Tons unter der Pfahlspitze geprägt. Dies ist auch der Grund, warum die Pfähle ein ähnliches Setzungsverhalten zeigten wie die Lastplatten, obwohl, wie im Bild 14 zu sehen ist, der größte Teil der Last bis zum Bruch vom Mantel getragen wird. Den Auftragungen auf Bild 14 ist zu entnehmen, daß beim Pfahl 4 die Pfahlspitze bis zur halben Bruchlast nur mit 13 % an der aufgebrachten Last beteiligt war, und der Anteil der Spitze an der Lastaufnahme selbst beim Bruch nicht über 35 % der Gesamtlast hinausging. Bis zur halben Bruchlast blieb die Pfahlsetzung

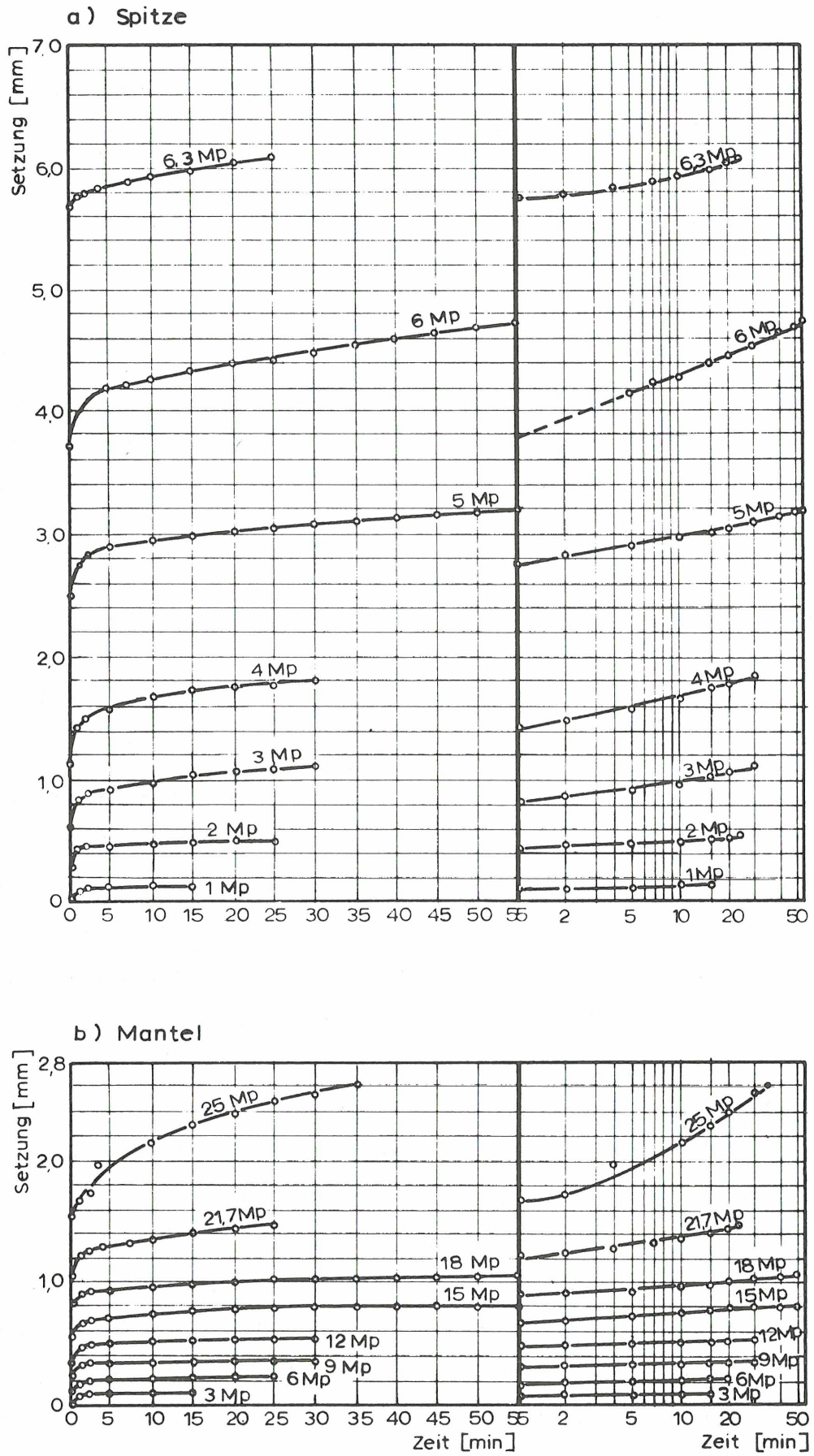


Bild 15 : Pfahl 4, t = 4,0 m, Zeit - Setzung

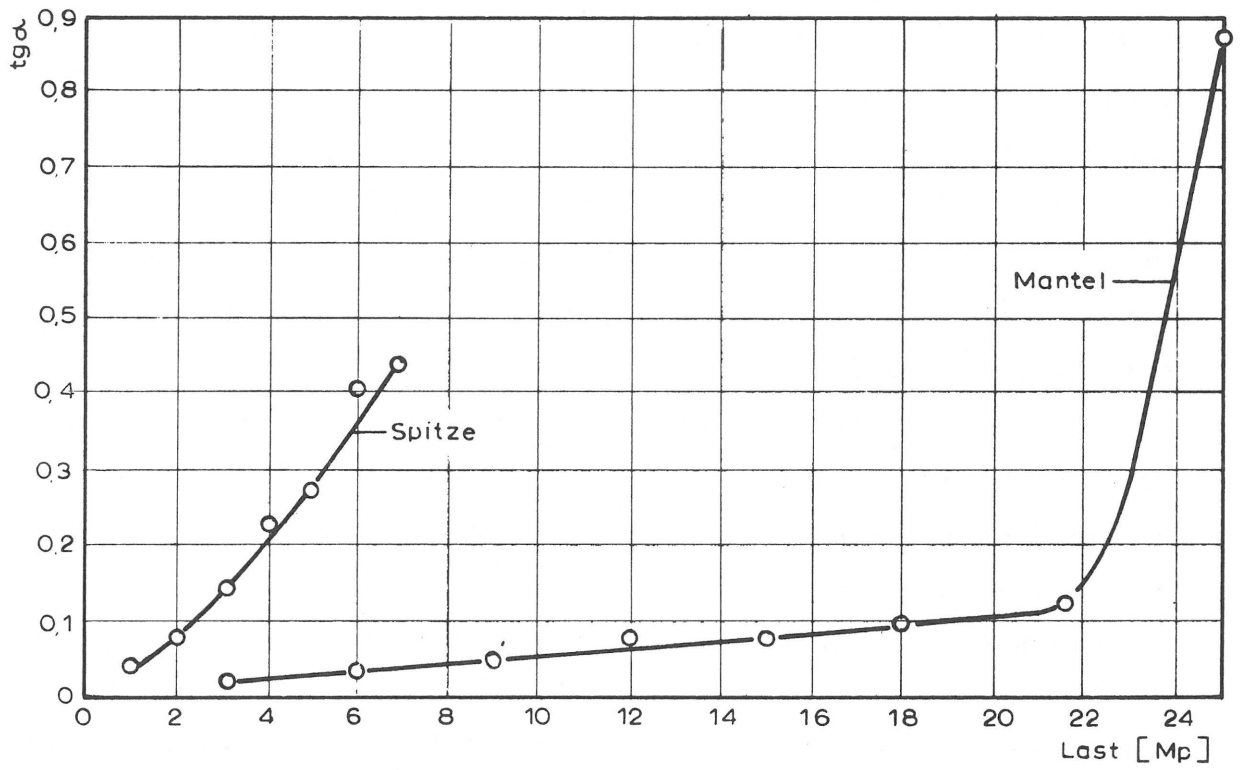


Bild 16 : Pfahl 4 , t = 4,0 m , Last -  $\text{tg } \alpha$

unter 2 mm (Bild 4). Mit der weiteren Setzung nahm der Anteil der Spitze an der Lastaufnahme bis etwa 20 mm Setzung stärker, von da ab langsamer zu (Bild 14a). Die Lastabtragung, vornehmlich über den Mantel, wurde an dem nur 4 m langen Versuchspfahl festgestellt. Sie gilt im erhöhten Maße für einen längeren Pfahl.

Das ungleiche Verhalten des Tons am Mantel und unter der Spitze wird auch am zeitlichen Ablauf der Setzungen erkennbar. Die unter den verschiedenen Lasten am Pfahl 4 gemessenen Setzungen sind im Bild 15, getrennt nach Spitze und Mantel, über die Zeit und über dem Logarithmus der Zeit aufgetragen. Die Setzung des Mantels über die Zeit folgt bis etwa 22 Mp einer logarithmischen Funktion. Sie nimmt linear mit dem Logarithmus der Zeit zu und ging, wie an der Neigung  $\text{tg}\alpha$  der Geraden im Bild 15b zu erkennen ist, erst von dieser Last ab in eine schnellere und lang anhaltende Bewegung über. Die Setzung der Spitze war von Anfang an größer und kam langsamer zum Stillstand als die des Mantels. Der zeitliche Ablauf der Pfahlsetzung wäre also, wenn Pfahlspitze und Mantel nicht getrennt gewesen wären, bis etwa 22 Mp von der Verformung des Tons am Mantel bestimmt worden. Dementsprechend war auch das Setzungsverhalten des Pfahles 3. Bis etwa 27 Mp Last wurden Größe und Ablauf der Setzung vom Mantel, darüber von der Pfahlspitze bestimmt. Der Einfluß des Mantels auf den zeitlichen Ablauf der Setzung wird auch am Vergleich mit den Lastplatten sichtbar. Wie unter der Pfahlspitze, nahm auch die Setzung der Platten mit zunehmender Last an Größe, Geschwindigkeit und Dauer zu, woraus der stetige Übergang des Tons in den Fließzustand unter dieser Beanspruchung erkennbar wird (Bild 18, 19 und 20). Hingegen verhält sich der Ton am Mantel nach den gemessenen Setzungsgeschwindigkeiten mehr wie ein ideal-elastisch, ideal-plastisches Material, d. h., im Gegensatz zur Spitze kündigt sich der Bruch am Mantel nicht durch eine Zunahme der Setzungsgeschwindigkeit an. Diesem Umstand sollte bei der Festlegung der Gebrauchslast und Bemessung des Pfahls Rechnung

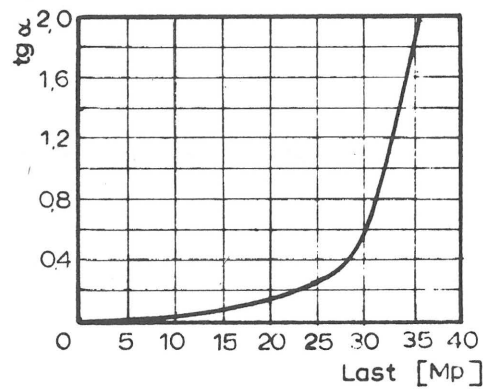
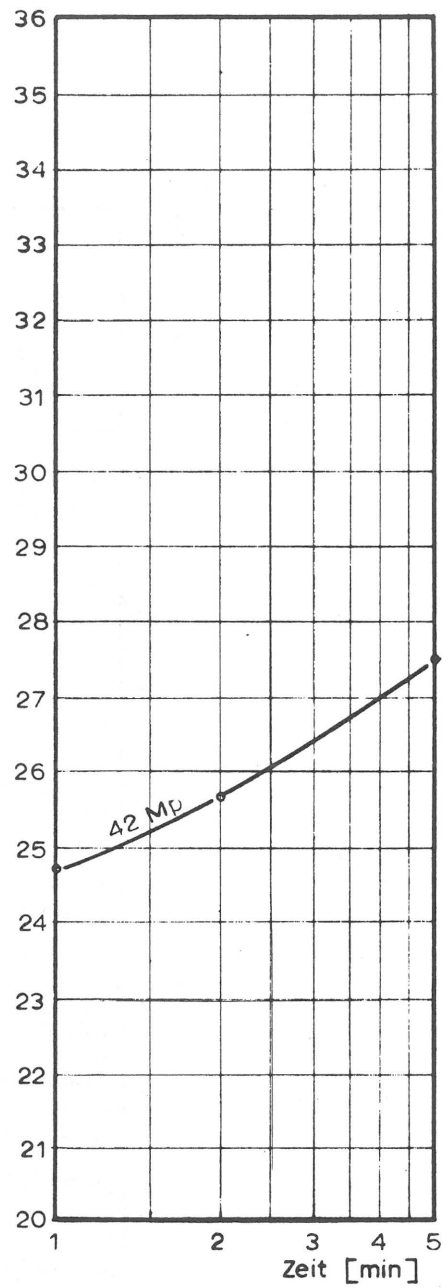
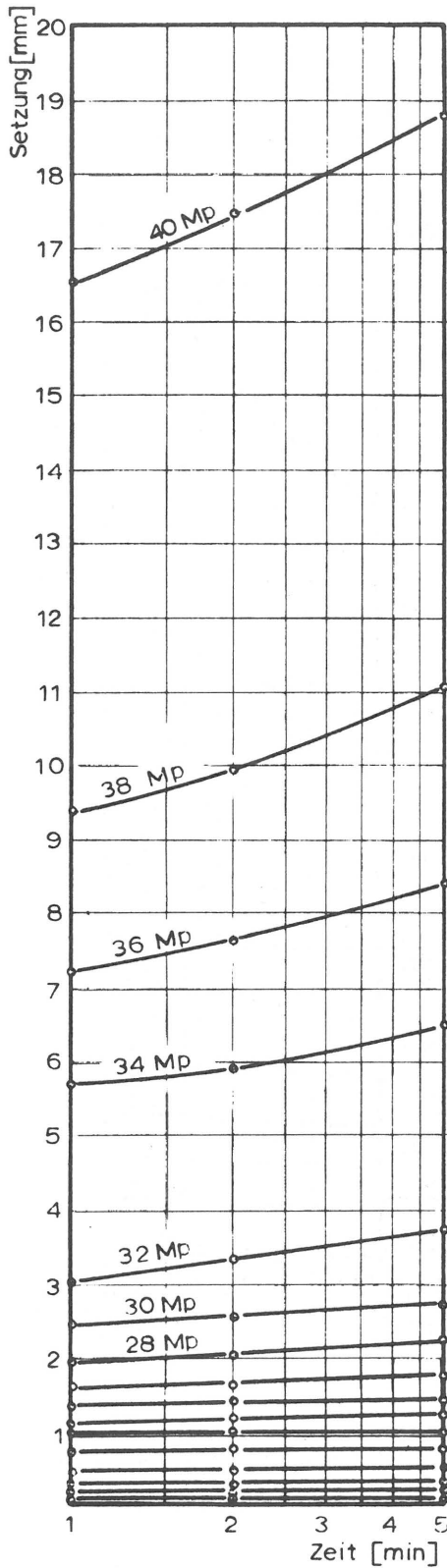


Bild 17 : Pfahl 3, t = 3,0 m , Zeit - Setzung

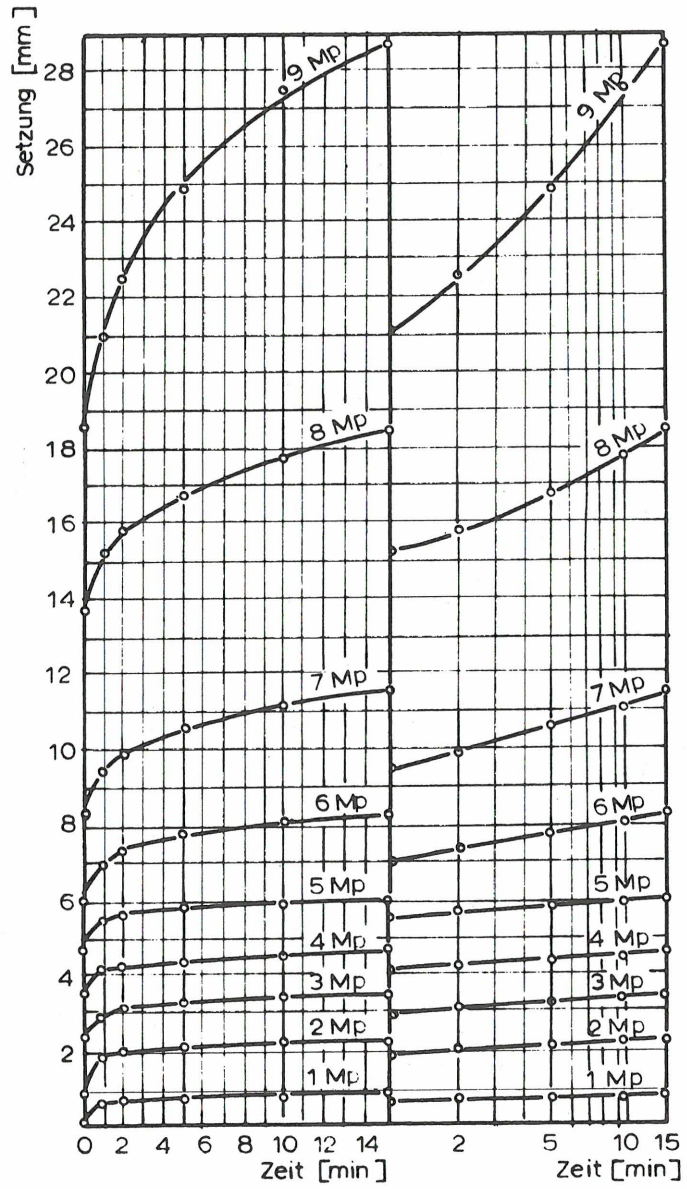


Bild 18 : Lastplatte 2 ,  $t = 0,4 \text{ m}$  , Zeit - Setzung

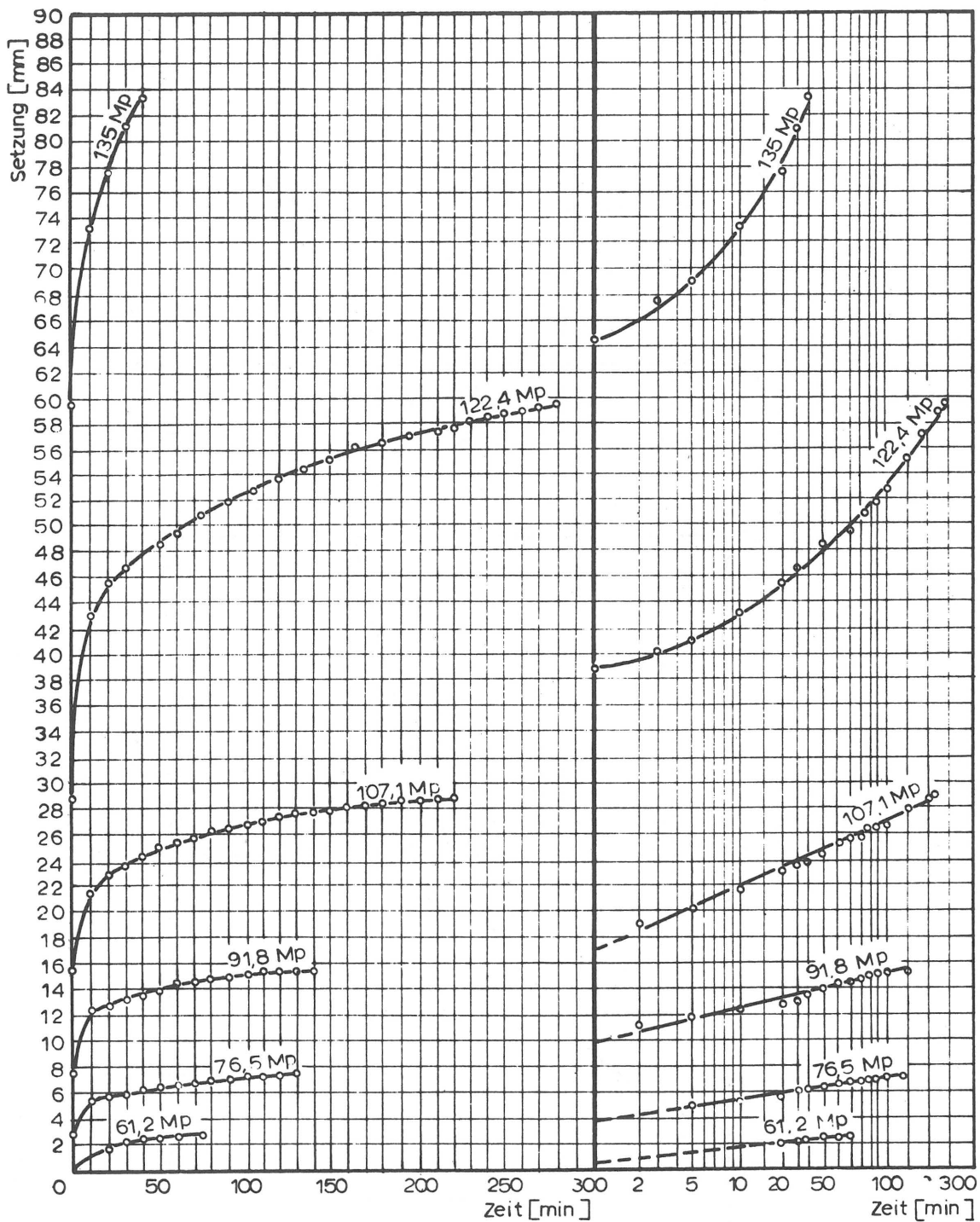
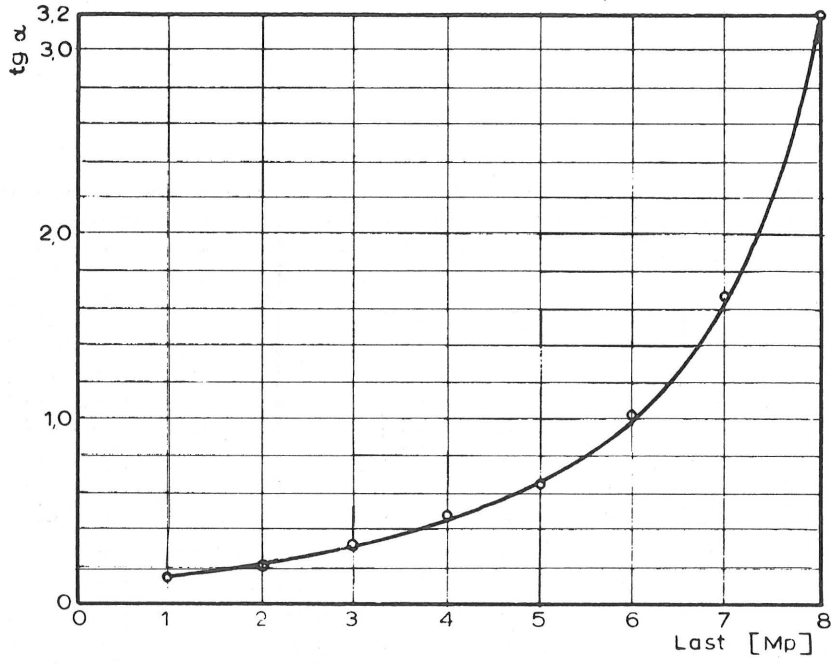
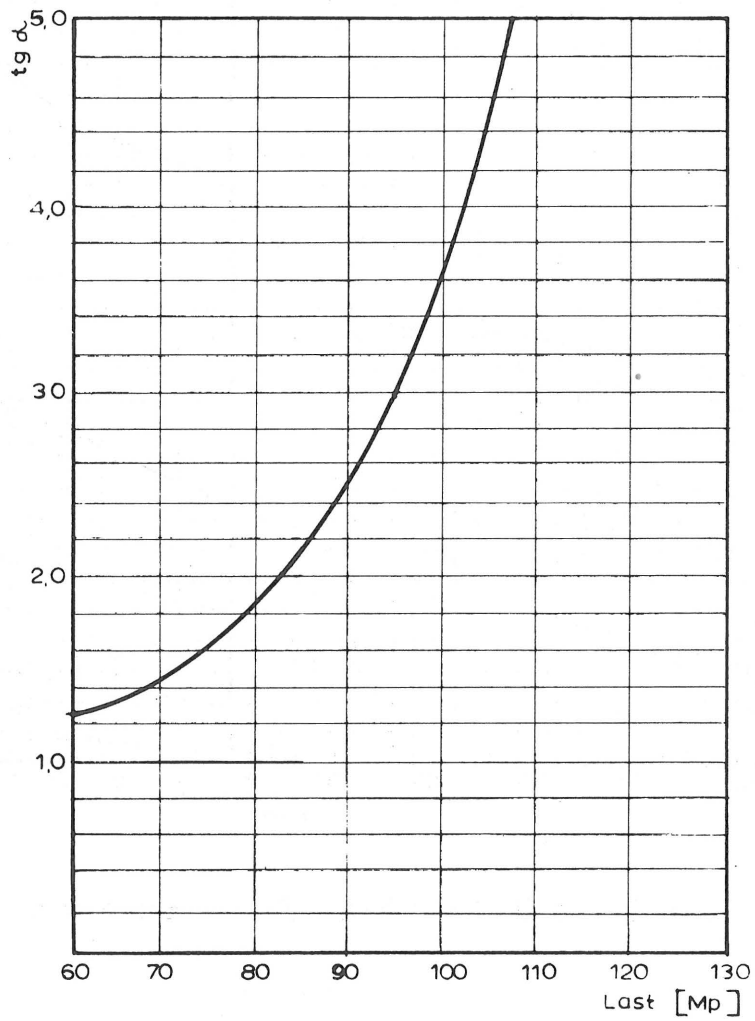


Bild 19 : Lastplatte 3,  $t=0.6\text{ m}$  , Zeit - Setzung



a) Lastplatte 2 , t = 0,4 m



b) Lastplatte 3 , t = 0,6 m

Bild 20 : Last - tg  $\alpha$



getragen werden. Da der Pfahl 85 % der aufgebrachten Last mit dem Mantel trug, als die Haftfestigkeit am Mantel voll ausgenutzt war, wird nach dem Vorausgesagten verständlich, daß die Setzung eines Bohrpfahls im Ton sowohl an Größe als auch an Geschwindigkeit und Dauer mit dem Erreichen der Mantelfestigkeit progressiv zunimmt und den Grundbruch unter der Pfahlspitze einleitet.

Aus dem Diagramm auf Bild 7 wird andererseits ersichtlich, wie die Setzung durch eine Vorbelastung vorweggenommen werden kann. Bei der Wiederbelastung sind nur mehr kleinere Setzungen zu erwarten, auch wenn die Vorbelastung nahe an die Bruchlast herangekommen ist. Durch die Vorbelastung, die nach den Versuchen nur kurze Zeit zu wirken braucht, ist, wie die Last-Setzungsdiagramme des Pfahles 4 und der Lastplatten zeigen, auch ein Teil der Setzung unter dem Spitzendruck vorweggenommen, wodurch bei der Wiederbelastung der Spitzendruck schneller ansteigt. Dies hat zur Folge, daß beim vorbelasteten Pfahl nach kleinerer Setzung nicht nur die volle Haftfestigkeit am Mantel, sondern auch ein größerer Spitzenwiderstand wirksam wird, wodurch eine entsprechend größere Pfahllast zugelassen und der Pfahl statisch besser genutzt werden kann. Auf diese Zusammenhänge haben bereits Kérisel und Simons (1962) hingewiesen. Die bei ihren Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse führten zur Entwicklung des Vorspannpfahls, wie er erstmalig bei der Gründung der Maracaibobrücke zur Anwendung gekommen ist. Nach den in Frankfurt/Main ausgeführten Versuchen sind die von Kérisel in vorwiegend sandigen Böden gemachten Feststellungen auch im steifplastischen Ton gültig.

### Pfahlherstellung

Nach den Versuchen gibt der Bohrpfahl die Last in der Hauptsache über den Mantel auf den Boden ab. Bei dem nur 4 m langen Versuchspfahl haben im Bereich der Gebrauchslast der Mantel 85 %, die Spitze nur 15 % der Last getragen. Der Tragfähigkeit des Mantels kommt damit

eine besondere Bedeutung zu. Dies um so mehr, wenn man bedenkt, daß ihr Anteil an der Tragkraft des Pfahles mit seiner Länge im Ton zunimmt. Das Tragvermögen des Mantels beruht auf der Haftfestigkeit beziehungsweise Adhäsion der Mantelfläche im Ton. Diese wird jedoch nicht nur von der Festigkeit des Tons bei schneller Lastaufbringung von seiner Anfangsfestigkeit bestimmt. Sie hängt maßgeblich auch von der Herstellung des Pfahles ab und kann, wie wir gesehen haben, innerhalb weiter Grenzen schwanken. Mit einer verminderten Haftfestigkeit am Mantel muß vor allem gerechnet werden, wenn der Ton beim Bohren gestört und aufgelockert wird oder im Bohrloch sich entspannen und Wasser aufnehmen kann. Unverrohrtes Bohren unter Wasser, lange Standzeiten ohne Verrohrung und nasser Beton wirken sich nachteilig auf die Haftung aus, während durch Stampfen oder Verpressen des Betons im Bohrloch eine bessere Haftung des Pfahlschaftes im Ton erwartet werden darf. Es wird in diesem Zusammenhang auf die große Tragkraft der Verpreßanker hingewiesen, über die im ersten Bericht berichtet worden ist.

Nachdem gezeigt werden konnte, daß der Bohrpfahl im Frankfurter Ton zum überwiegenden Teil am Schaft trägt, sollten in diesem Boden und in ähnlichen Böden nur Pfähle zugelassen werden, mit deren Herstellung eine gleichbleibend gute Haftung im Boden sichergestellt werden kann.

Für die Pfahlspitze ist zu fordern, daß vor dem Einbringen des Betons gestörter oder aufgeweichter Ton aus der Aufstandsfläche entfernt und die Bohrlochsohle von Bohrrückständen gesäubert werden sollten. Ferner empfiehlt sich eine Verdichtung des Betons durch Stampfen oder Verpressen über der Pfahlspitze.

### Gebrauchslast

Bei der Festlegung der Gebrauchslast sollte von folgenden Erkenntnissen ausgegangen werden:

1. Die Tragfähigkeit des Pfahls kann an der Anfangsfestigkeit des Tons beurteilt werden.
2. Die Gebrauchslast wird im wesentlichen vom Pfahlmantel getragen.
3. Die Grenztragfähigkeit des Mantels kündigt sich nicht durch größere Setzungen an.
4. Die Tragkraft des Mantels beruht auf der Haftfestigkeit im Ton. Ihre Größe unterliegt, stark beeinflusst von der Pfahlherstellung, großen Schwankungen.
5. Mit der Beteiligung der Pfahlspitze an der Lastaufnahme sind größere Setzungen verbunden.

In Anbetracht dieser wechselseitigen Beziehungen kann keine allgemein verbindliche Empfehlung für die Wahl der Gebrauchslast erwartet werden. Wenn dennoch der Versuch unternommen wird, eine Empfehlung für die Bemessung von Bohrpfählen im Frankfurter Ton zu geben, so geschieht dies mit allen Einschränkungen, die im Hinblick auf die verschiedenen Pfahlssysteme und ungleichen Herstellungsweisen geboten sind.

Bei verrohrter Bohrung und gestampften oder verpreßten Pfählen kann, sofern der Wasserzementfaktor des Betons nicht über 0,4 hinausgeht, die Tragfähigkeit des Pfahlschaftes weitgehend ausgenutzt werden. Die Haftfestigkeit wird in diesem Fall zwischen  $0,6 c_u$  und  $0,8 c_u$  liegen. Eine Sicherheit von 1,5 wird ausreichen.

Der zulässige Spitzendruck richtet sich nach den für das Bauwerk verträglichen Setzungen. Mit  $9,5 c_u$  Spitzenwiderstand beziehungsweise

Grenztragfähigkeit und einer Sicherheit von 2,0 bis 1,5 wird die Pfahlsetzung auf etwa 1 bis 2 cm begrenzt bleiben (siehe Bild 5). Bei einem Pfahl mit verbreitertem Fuß kann zur Einhaltung dieses Setzmaßes eine größere Sicherheit notwendig werden.

Die Anwendung des Bemessungsvorschlages setzt die Kenntnis der Anfangsfestigkeit des Tons am Ort der Gründung voraus.

Der vorliegende Bericht befaßt sich mit der Tragfähigkeit und Setzung des Einzelpfahls. Er schließt mit dem Hinweis, daß die am Einzelpfahl gemachten Feststellungen auf die Pfahlgruppen nicht übertragbar sind. Dies gilt auch für die Größe und den zeitlichen Ablauf der Setzungen.

Literatur

Broms , B.B. , Hellman , L. (1968): End bearing and skin friction resistance of piles. Proceedings ASCE, SM2, S. 421 - 428.

Burland , J.B. , Butler , F.G. , Dunican , P. (1966): The behaviour and design of large diameter bored piles in stiff clay. Proceedings of the Symposium Institution of Civil Engineers , London.

Caquot , A. , Kérisel , J. (1967): Grundlagen der Bodenmechanik. Springer Verlag.

Kérisel , J. , Simons , H. (1962): Die Gründung der Maracaibo-Brücke. Baugrundtagung Essen.

Meyerhof , G.G. , Murdock , L.J. (1967): An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London Clay. Géotechnique , S. 267 - 282.

Skempton , A.W. (1951): The bearing capacity of clays. Building Research Congress , Div. 1, London, S. 180 - 198.

van der Veen (1953): The bearing capacity of a pile. Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich.

Whitaker , T. , Cooke , R.W. (1966): An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London Clay. Large bored piles, Proceedings of the Symposium Institution of Civil Engineers , London, S. 7 - 50.

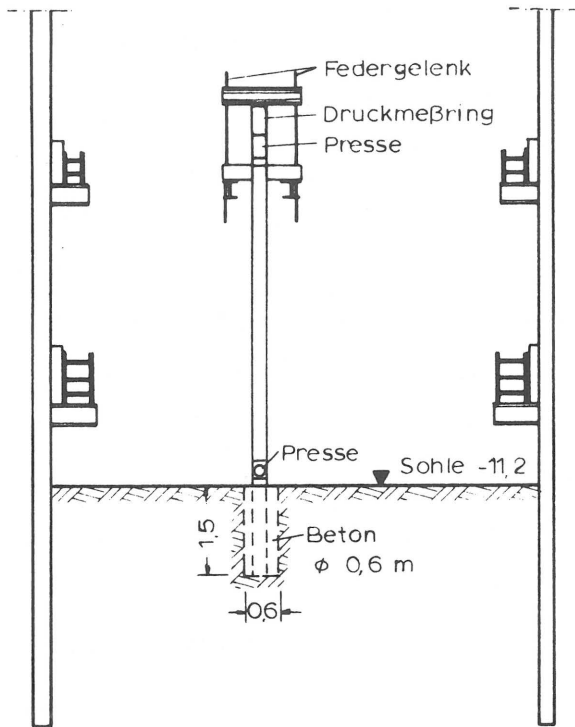
#### 4. Der Erdwiderstand gegen die Trägerbohlwand im Frankfurter Ton

##### Aufgabenstellung

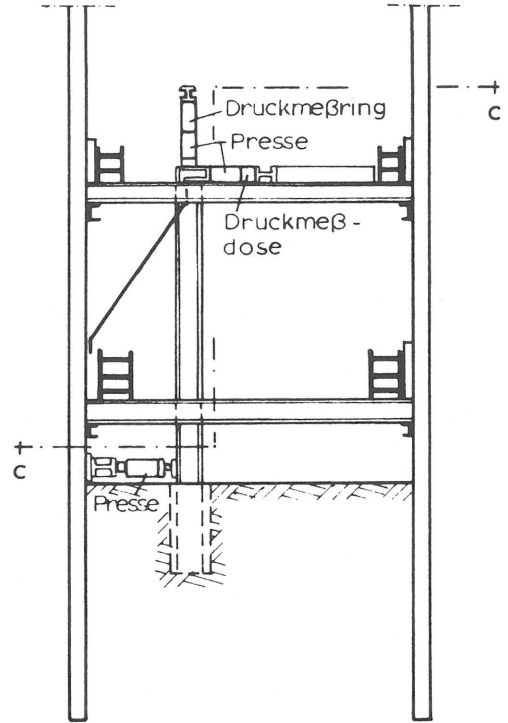
In Frankfurt/Main werden, bedingt durch die im ersten Bericht geschilderten Bodenverhältnisse, die tiefen Baugruben meist mit Trägerbohlwänden verbaut. Es werden Löcher gebohrt, in die Breitflanschträger gestellt werden. Anschließend werden die Löcher bis in Höhe der Baugrubensohle mit Beton ausgefüllt. Die Träger stehen mit der unteren Hälfte im Ton, der unter der Aushubsohle dem Träger als Auflager dient. Aus diesem Grunde müssen die Träger unter der Baugrubensohle im Ton eingebunden werden. Die Einbindetiefe richtet sich nach der Stützkraft, die der Ton aufzunehmen hat, wobei für die Bemessung des Baugrubenverbaus nicht nur die Widerstandskraft des Tons sondern auch die zu erwartende Verschiebung des Erdwiderlagers von Interesse ist. Die Verschiebung des Trägerfußes hat großen Einfluß auf die Verformung der Wand und damit auf die Erddruckverteilung und die Steifen- oder Ankerkräfte.

Der Erdwiderstand gegen schmale Wände im Ton wurde von K ä r c h e r (1968) in kleinem Maßstab untersucht, die Übertragbarkeit seiner Ergebnisse auf praktische Verhältnisse und ihre Anwendbarkeit auf einen steifplastischen Ton bisher nicht geprüft. Ebenso ist nicht bekannt, inwieweit die für Sand gültigen Bemessungsverfahren auf den vorliegenden Fall anwendbar sind. Die Antwort auf die gestellten Fragen sollte ein Großversuch im Maßstab 1 : 1 liefern. Der Versuch fand in derselben Grube statt, in der auch die Anker- und Pfahlversuche zur Ausführung gekommen sind.

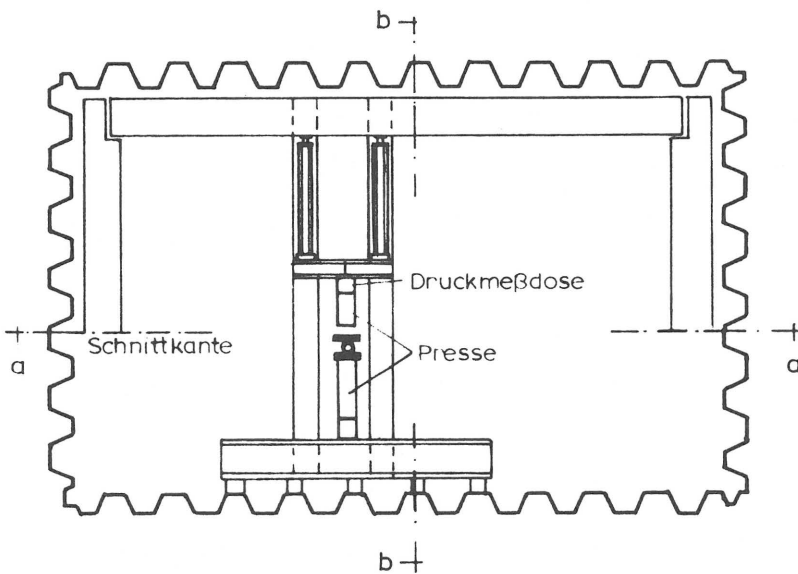
Schnitt a - a



Schnitt b - b



Schnitt c - c



System

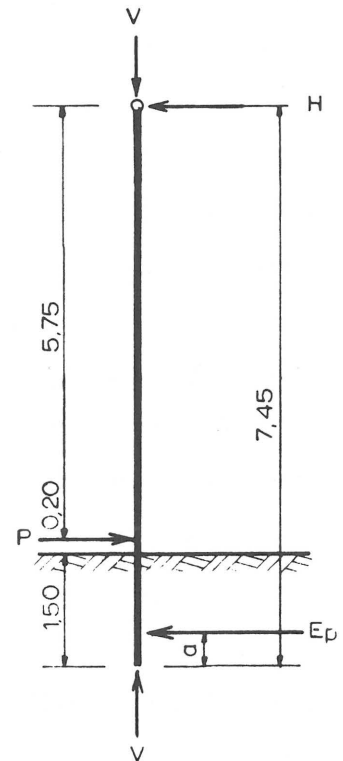


Bild 1 : Versuchsanordnung - Erdwiderstand

## Versuchsaufbau

Für den Versuch wurde ein statisch bestimmtes System (Bild 1) gewählt, mit dem die Größe und Wirkungslinie des Erdwiderstandes bestimmt werden konnten. Das Walzenlager am Kopf des Versuchsträgers wurde in die Höhe des unteren Momentennullpunktes beziehungsweise in die Höhe der untersten Steifenlage bei dem in Frankfurt üblichen Verbau gelegt. Das Lager war horizontal und vertikal unverschieblich. Der Versuchsträger konnte somit nur eine Drehbewegung um den Kopfpunkt ausführen, was in etwa der Bewegung des Bohlträgers unter der untersten Steifenlage entspricht. Der Versuchsträger (Bild 1) wurde mit einer Presse senkrecht zu seiner Längsachse belastet. Die Pressenkraft und die Horizontalkomponente der Lagerkraft wurden mit Druckdosen, die Vertikalkomponente der Lagerkraft mit einem Druckmeßring gemessen. Die so gemessenen Kräfte wurden mit zwischengeschalteten Pressen kontrolliert. Die Reibung im Lager war vernachlässigbar klein.

Nach We i ß e n b a c h (1961) bildet sich bei einem Verhältnis der Einbindetiefe  $t$  zur Trägerbreite  $d$  unter 3,3 im sandigen Boden vor dem Träger eine Gleitscholle aus, während der Boden um den Träger fließt und nicht mehr aufgebrochen wird, sobald das Verhältnis diesen Wert überschreitet. Für den hier geschilderten Versuch wurde in Anlehnung an die in Frankfurt gebräuchlichen Ausführungen das Verhältnis  $t/d = 2,5$  gewählt. Von der Grubensohle aus wurde im dort anstehenden Ton ein 0,6 m weites Loch 2,1 m tief gebohrt und in dieses der 7,45 m lange Walzträger IPB<sub>v</sub>500 gehängt. Der Träger war über eine Rolle mit einem Gegengewicht im Gleichgewicht. Nachdem der Träger in die vorgesehene Lage gebracht worden war, wurde das Bohrloch mit Beton B 225 gefüllt. Der Versuch wurde 4 Wochen nach dem Einbringen des Betons ausgeführt. Unmittelbar vor dem Versuch wurde der Ton von Hand 0,6 m tief abgetragen. In den freigelegten Ton wurden Pegel gesetzt. Nach dem Bodenabtrag steckte der Versuchsträger 1,5 m tief im Ton.



### Versuchsboden

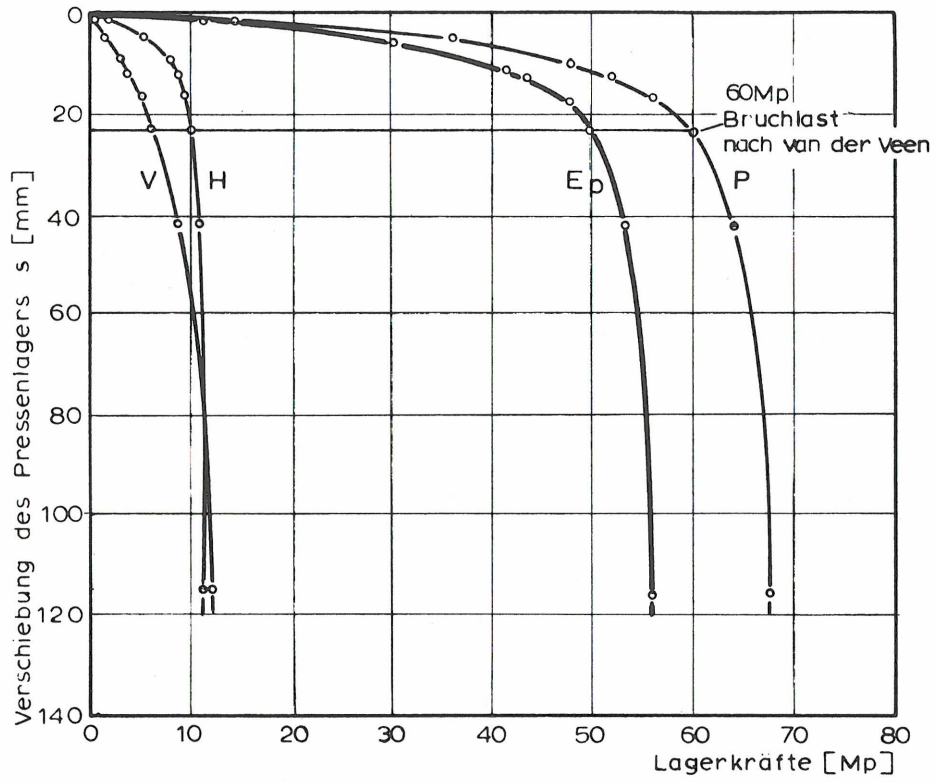
Die Beschaffenheit und Festigkeitseigenschaften des Tons sind im Bericht über die Ankerversuche eingehend beschrieben. Nach dem Versuch wurde der Träger ausgegraben. Hierbei wurde festgestellt, daß der Ton an dieser Stelle homogen und weder von Hydrobiensanden noch von anderen Schichten durchzogen war.

### Versuchsdurchführung

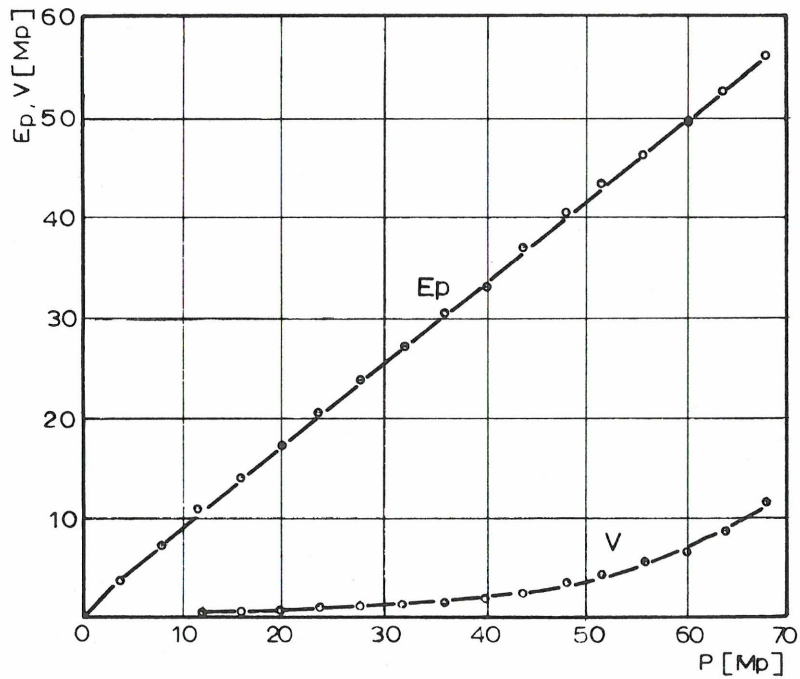
Da dem Ton beim Baugrubenaushub im allgemeinen keine Zeit zu konsolidieren gelassen wird, wurde er auch beim Versuch schnell belastet. Die Last wurde in Zeitintervallen von 1/2 Stunde um 4 Mp gesteigert. Bei dieser Laststeigerung konnten die Verschiebung des Trägers über die Zeit und die Bewegung der Tonoberfläche beobachtet werden. Der Versuch kam innerhalb eines Tages zum Abschluß und kann als Schnellversuch gewertet werden. In jeder Laststufe wurden die Pressenkraft  $P$ , die Auflagerkräfte  $H$  und  $V$ , die Verschiebung des Trägers in der Richtung der Kraft und die Bewegung der Tonoberfläche gemessen. Die mit zunehmender Verschiebung gemessenen Kräfte können den Diagrammen auf Bild 2 entnommen werden. Der jeweilige Erdwiderstand ergab sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte. Das Bild 2 zeigt die Beziehung zwischen der aufgebrauchten Kraft  $P$  und dem so berechneten Erdwiderstand  $E_p$ .

### Beobachtungen

Bis 12 Mp Pressenkraft war der einbetonierte Träger vom Ton satt ummantelt. Die Bewegung klang nach jeder Laststeigerung binnen 30 Minuten vollständig ab. Die Gesamtverschiebung betrug 1 mm in Höhe des Pressenlagers. Mit der weiteren Zunahme der Pressenkraft begann der Betonzylinder auf der Lastseite sich vom Ton abzulösen. Bei 24 Mp Pressenkraft hatte sich zwischen dem Betonmantel und dem Ton ein



a) Kraft - Verschiebung



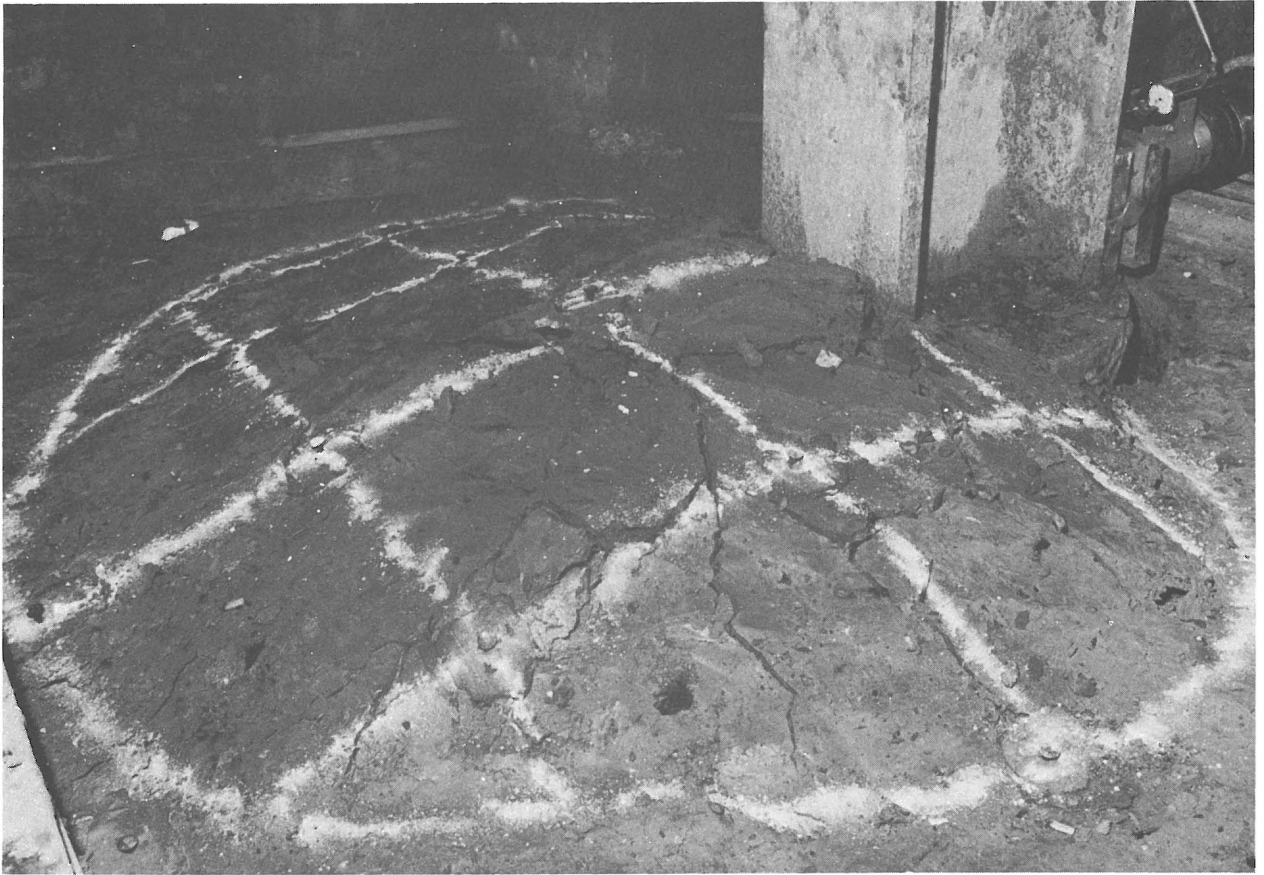
b) Beziehung zwischen Pressenkraft  $P$  und Erdwiderstand  $E_p$  und Vertikallast  $V$

Bild 2 : Ergebnisse des Großversuchs

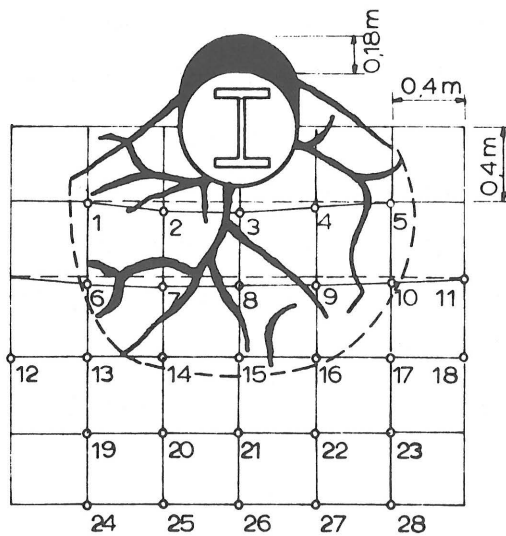
1 mm weiter Spalt gebildet, dessen Weite im weiteren Verlauf des Versuches zunahm und beim Bruch nur 2 mm hinter der Gesamtverschiebung des Trägers zurückblieb. Bei 52 Mp Pressenkraft traten in der Tonoberfläche die ersten Risse auf. Sie verliefen unter  $45^{\circ}$  zur Lastrichtung. Die Verschiebung des Trägers betrug zu diesem Zeitpunkt 12 mm. Die Tonoberfläche hatte sich zu dieser Zeit 6 mm am Pegel 3 und 1,3 mm am Pegel 8 gehoben. Die Hebung blieb zunächst auf einen kleinen Bereich vor dem Träger begrenzt. Bei 60 Mp Pressenkraft und nach 24 mm Verschiebung traten vor dem Träger weitere feinere Risse auf. Gleichzeitig hatte sich die Tonoberfläche am Pegel 3 um 14 mm und am Pegel 8 um 13 mm gehoben. Unmittelbar danach setzte eine starke Zerstörung des Bodens ein. Der Versuch wurde beendet, als der Träger am Pressenansatz um 180 mm verschoben worden war. Die aufgenommenen Veränderungen in der Tonoberfläche werden in den Bildern 3, 4 und 5 gezeigt. Mit dem bei etwa 60 Mp Pressenkraft aufgetretenen Bruch zeichnete sich in der Oberfläche die im Bild 5 wiedergegebene Bruchfigur ab. Dem Bruch gingen die Aufwölbung der Tonoberfläche sowie Rissebildungen voraus. Beim weiteren Steigern der Pressenkraft blieb die Bruchfigur nahezu unverändert. Ausgeprägte Bruchkanten, wie sie vom Schollenbruch her bekannt sind, konnten nicht festgestellt werden. Nach dem Versuch wurde der Ton vor dem Träger in der Ebene der angreifenden Kraft lotrecht angeschnitten und freigelegt. Lediglich in den obersten 50 cm war der Ton in Stücke zerbrochen. Darunter wurden in dem homogenen gleichfarbigen Ton keine Scherflächen gefunden. Nach den ermittelten Raumgewichten, Wassergehalten und Sättigungsgraden, es wurden insgesamt 50 Proben untersucht, war der Ton vor dem Pfahl innerhalb eines 15 cm breiten Abstandes verdichtet worden. Darüberhinaus konnte keine Veränderung des Tons festgestellt werden.

### Ergebnisse

Der Ton erwies sich bei diesem Versuch als ausgesprochen spröde.



a) Risse im Boden nach dem Bruch



b) Oberflächenpegel

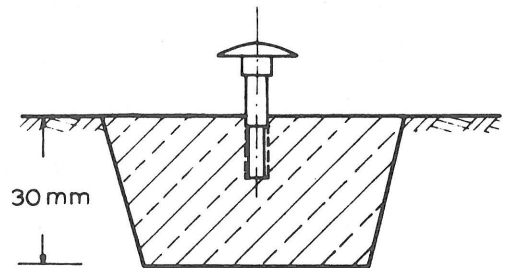


Bild 3 : Bodenaufbruch vor dem Träger - Bruchfigur

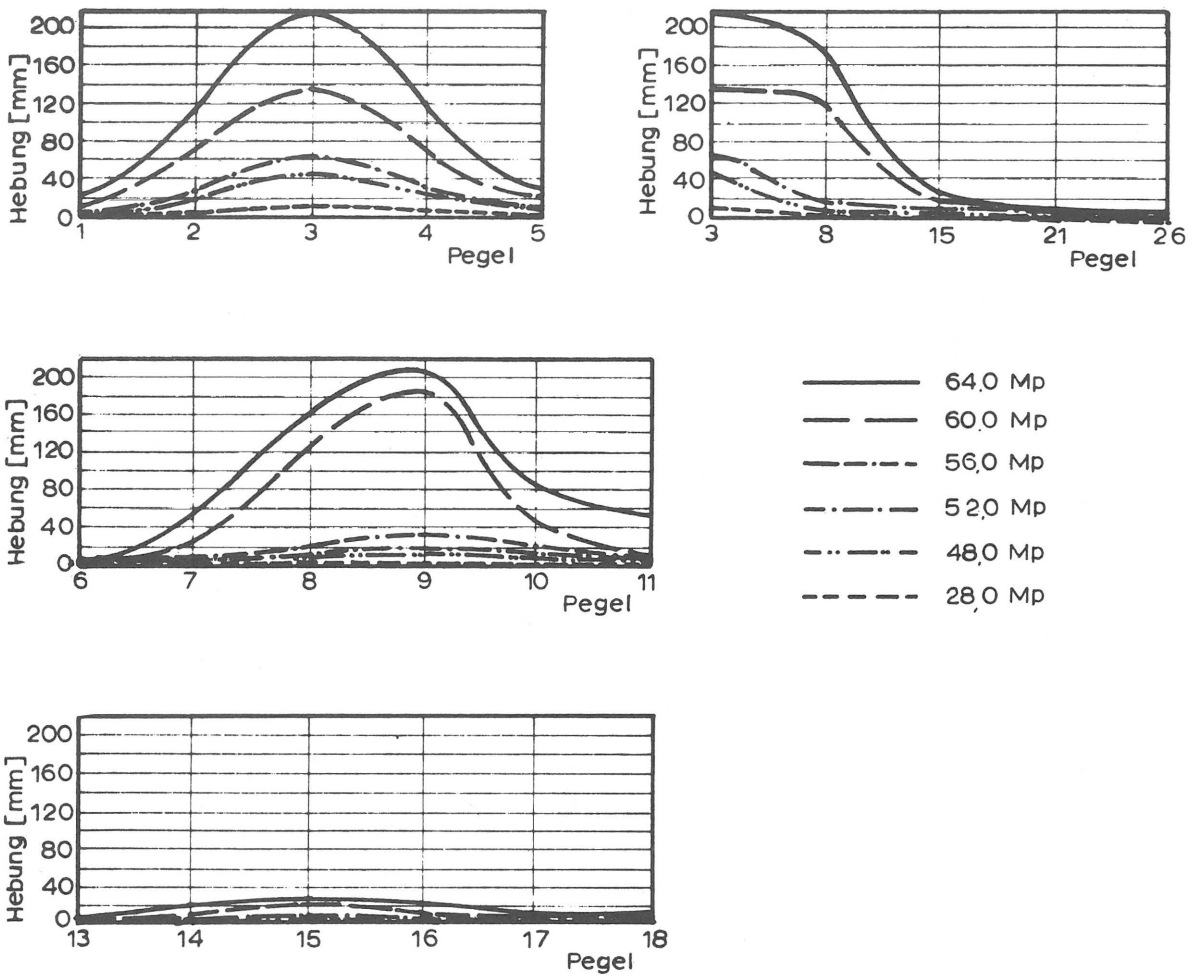


Bild 4 : Hebung der Tonoberfläche

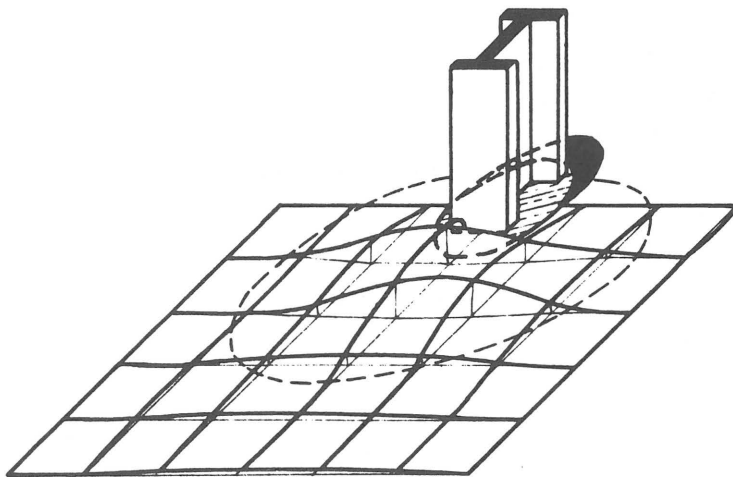
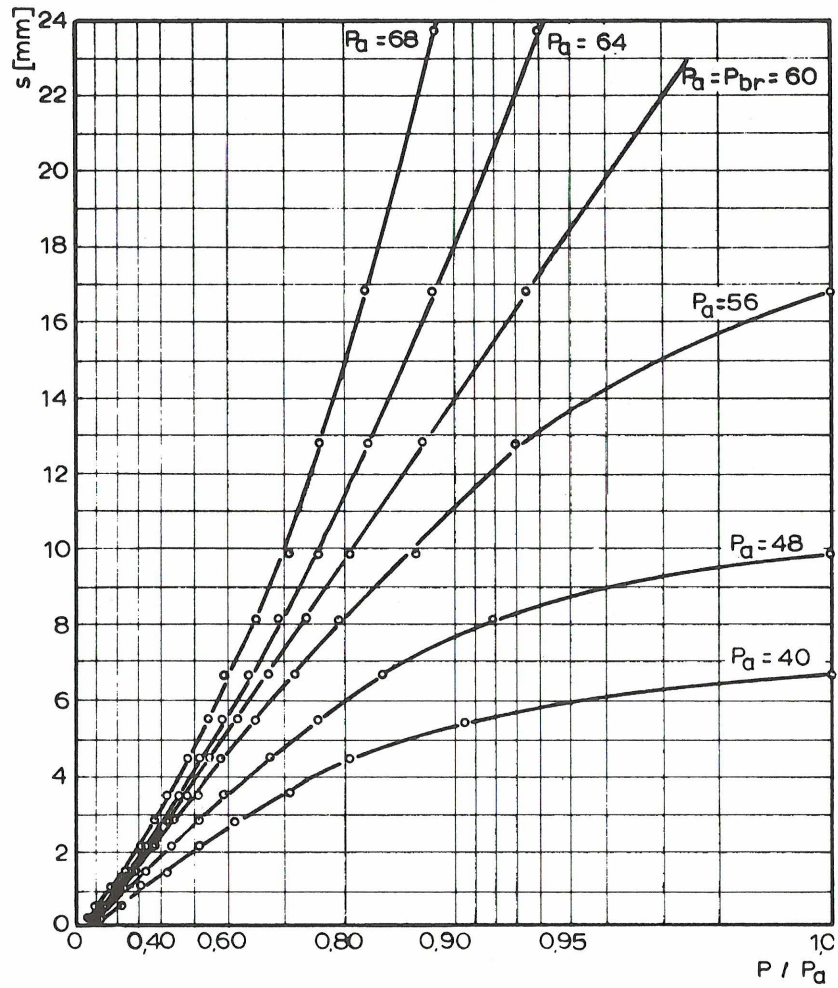


Bild 5 : Verformung der Tonoberfläche und Ablösung des Trägers vom Ton



$P = P_{br} (1 - e^{-\alpha s})$   
 $P$  = Pressenkraft [Mp]  
 $P_{br}$  = Bruchlast [Mp]  
 $P_a$  = angenommene Kraft [Mp]  
 $s$  = Verschiebung in Richtung der Pressenkraft  
 $\alpha$  = Faktor

Bild 6 : Bruchlast nach van der Veen

Demgemäß waren die Verschiebung des Trägers und die Kriechbewegungen kleiner als erwartet worden war. Wird angenommen, daß die Last-Verschiebungslinie bis zur Bruchlast einer Exponentialfunktion folgt, wie es van der Veen für die Ermittlung der Bruchlast axialbelasteter Pfähle getan hat, so ergibt sich nach der Auftragung im Bild 6 die Bruchlast zu 60 Mp. Unter dieser Last setzte, wie bereits berichtet, eine starke Zerstörung des Bodens ein. Die Grenzlast erhält man aus dem zeitlichen Ablauf der Verschiebung, wenn diese als die Last definiert wird, bis zu der die Verschiebung über die Zeit, einer Exponentialfunktion folgend, dem Stillstand zustrebt.

Die Verschiebung folgt im Bild 7, über dem Logarithmus der Zeit aufgetragen, bis zur Grenzlast innerhalb einer jeden Laststufe einer Geraden mit der Steigung  $\text{tg } \alpha$ . Nach dieser Definition wäre die Grenzlast bei etwa 48 Mp Pressenkraft erreicht worden (Bild 8). Wie bereits bei der Auswertung der Pfahl- und Lastplattenversuche gezeigt, vollzieht sich der Übergang von der Kriechverformung zur plastischen Verformung fließend, wenn der Ton, wie im vorliegenden Fall, auf Druck beansprucht wird. Die größere Verschiebungsgeschwindigkeit bis zu 20 Mp Pressenkraft wird auf die Entspannung des Tons durch seine Freilegung und bei der Herstellung des Bohrloches für das Einsetzen des Trägers zurückgeführt. Bei diesem Druck wurden die Risse geschlossen und der Ton wirkte von da ab als kompakte Masse.

Der nach van der Veen ermittelten Bruchlast entspricht nach dem Diagramm auf Bild 2b ein Erdwiderstand von  $E_p = 50$  Mp. Dem für zweifache Sicherheit zulässigen Erdwiderstand  $E_p = 25$  Mp ist nach Bild 2 die Pressenkraft  $P = 29$  Mp zuzuordnen. Unter dieser Kraft ist nach dem gemessenen zeitlichen Ablauf innerhalb des ersten Vierteljahres mit einer Verschiebung des Trägerfußes von etwa 1 cm zu rechnen. In dieser Zeit hat sich die Bewegung so verlangsamt, daß bis zum vollen Jahr nur mehr eine weitere Verschiebung von etwa 1 mm zu erwarten ist.

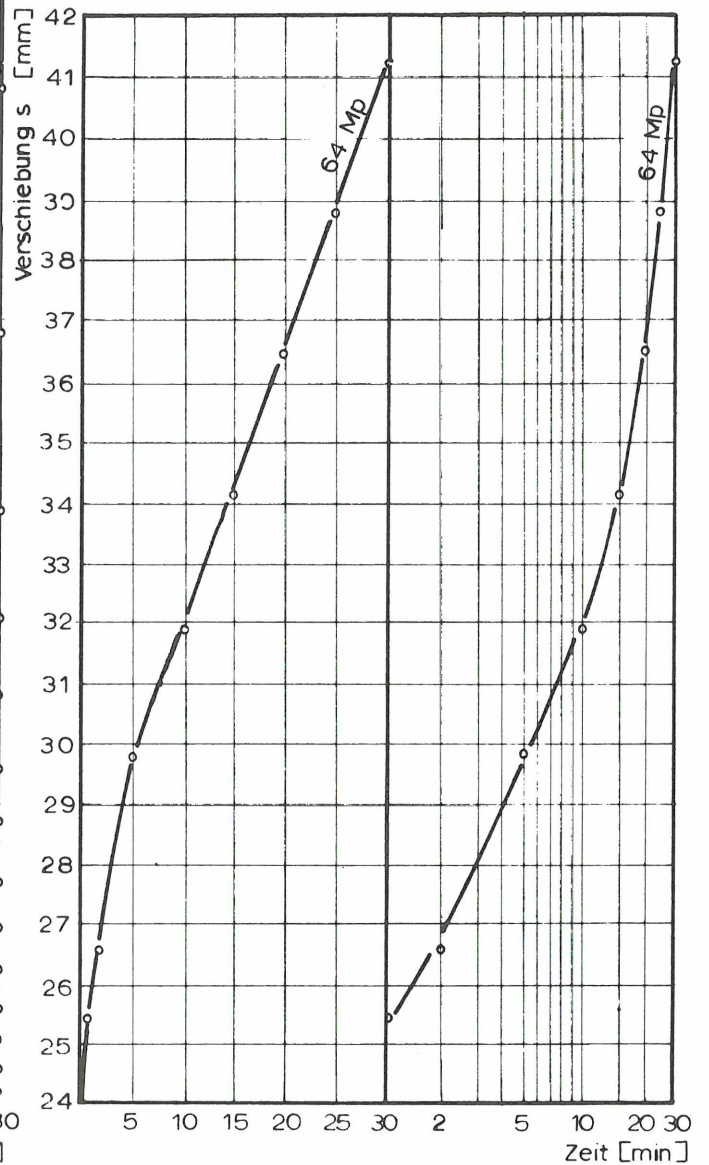
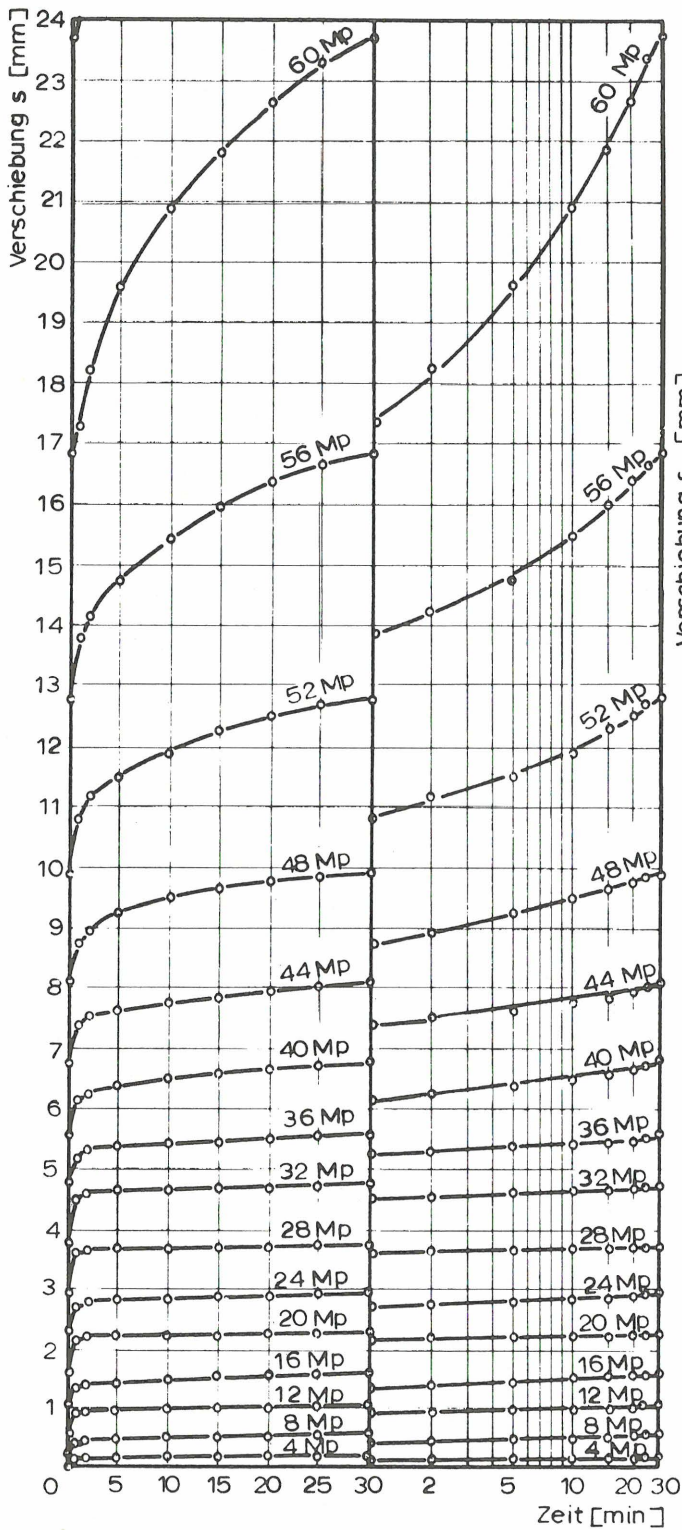


Bild 7 : Zeitlicher Verlauf der Trägerverschiebung



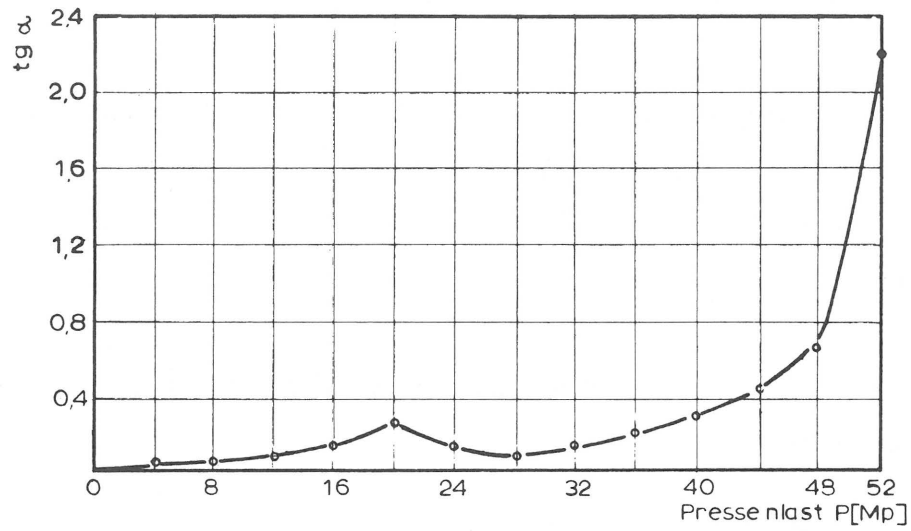


Bild 8 : Zeitlicher Ablauf der Verschiebung in Abhängigkeit von der Last

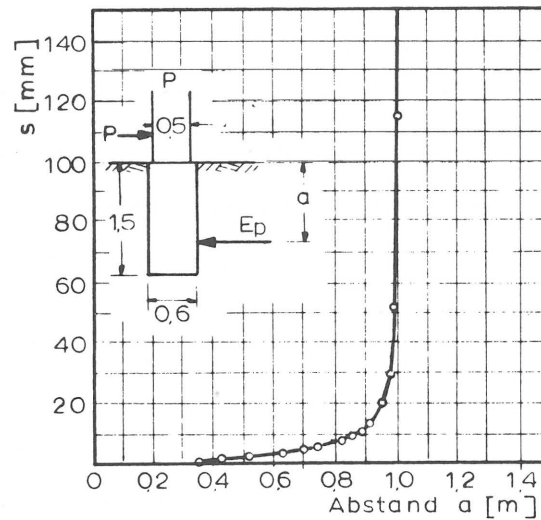


Bild 9 : Angriffshöhe des Erdwiderstandes in Abhängigkeit von der Verschiebung

Der Angriffspunkt der Erdwiderstandskraft wanderte mit zunehmender Verschiebung nach unten und hatte beim Bruch den unteren Drittelpunkt der Einbindetiefe des Trägers erreicht. Der Erdwiderstand nahm also beim Bruch linear nach der Tiefe zu.

Mit der Drehbewegung des Trägers um das Kopflager wurde in der Aufstandsfläche des Trägers die Vertikalkraft  $V$  wirksam. Sie nahm, wie im Bild 2 gezeigt, stetig mit der Verschiebung zu und betrug bei der Bruchlast etwa 7 Mp.

Für die Auswertung des Versuchs werden die Ergebnisse nachfolgend zusammengefaßt:

1. Bruchlast 60 Mp
2. Erdwiderstand 50 Mp
3. Angriff des Erdwiderstandes im unteren Drittelpunkt der Einbindetiefe des Trägers
4. Die bereits erwähnten unter  $45^{\circ}$  zur Lastrichtung verlaufenden Hauptrisse im Ton waren beim Abbruch des Versuchs in der Oberfläche 1,5 cm breit und reichten bis zum Fuß des Trägers. Innerhalb dieser beiden Abrißflächen wurde der Ton vom Pfahl in der Krafrichtung verschoben. Mit der Verschiebung wurde die Tonoberfläche aufgewölbt und in dieser eine Bruchfigur sichtbar. Sie war etwa  $1,75d$  lang und  $3d$  breit ( $d$  = Durchmesser des Betonzylinders). Der Pfahl löste sich auf der Rückseite vom Ton ab. Es entstand dort ein Spalt, der am Ende des Versuchs nur 2 mm kleiner war als die Verschiebung des Pfahles, die insgesamt 18 cm erreicht hat.

### Auswertung

Für die Berechnung des Erdwiderstandes gegen eine schmale Wand liegen mehrere Vorschläge vor. Eine Gruppe von Vorschlägen stützt sich auf Versuche in trockenen und feuchten Sanden. Steinfeld (1953) und

Giese (1955) führten Modellversuche aus, bei denen ein im Sand stehendes, kreisrundes Rohr aufgeweitet wurde, bis der Erdwiderstand rings um das Rohr überwunden war. Das Ziel ihrer Versuche war die räumliche Kraftwirkung des Erdwiderstandes. Weissenbach (1962) folgte mit Großversuchen. Er belastete Peinerträger im Sand und berücksichtigt mit einer wirksamen Breite die räumliche Beteiligung des Bodens an der Lastaufnahme.

Während sich die Genannten auf Untersuchungen in Reibungsböden beschränkten, unternahm Kärcher (1968) in kleinem Maßstab Versuche im weichen Ton. Nach den gemessenen Erdwiderständen versah er den aus Dalbenversuchen gefundenen Ansatz von Brinch-Hansen (1961) mit einem Korrekturfaktor, mit dem er den Einfluß des Trägerquerschnitts auf den Erdwiderstand zu erfassen suchte.

Nachdem die Berechnungsvorschläge von Kärcher mit dem Versuch im steifen Frankfurter Ton nicht in Einklang zu bringen waren, wurden die von Steinfeld und Giese für den Reibungsboden entwickelten Berechnungsansätze für den vollplastischen Kohäsionsboden und für den hier untersuchten Belastungsfall abgewandelt.

Es bedeuten:

$c_u$	Anfangsfestigkeit des Tons
$\gamma$	Raumgewicht des Tons
$\vartheta$	Gleitflächenwinkel
$d$	Durchmesser des Betonzylinders
$t$	Einbindetiefe des einbetonierten Trägers
$\bar{G}$	Gewicht des Gleitkörpers
$\bar{C}_u$	Kohäsionskraft in der Gleitfläche
$\bar{Q}$	Reaktionskraft in der Gleitfläche
$\bar{E}_{pc}$	Erdwiderstand um den Betonzylinder infolge Kohäsion
$\bar{E}_{pg}$	Erdwiderstand um den Betonzylinder infolge Eigengewicht
$\bar{E}_p$	Gesamterdwarderstand um den Betonzylinder

Wenn der senkrecht im Boden stehende Zylinder radial aufgeweitet wird, bildet sich im Boden ein kegelförmiger Gleitkörper aus, dessen Mantelerzeugende gegen die Horizontale unter den Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  geneigt ist. Der Erdwiderstand dieses Gleitkörpers auf den Zylinder ist nach Bild 10

$$\bar{E}_p = \bar{E}_{pg} + \bar{E}_{pc} = \bar{G} \cdot \operatorname{tg} \vartheta + \frac{\bar{C}_u}{\cos \vartheta} \quad (1)$$

In diesen Gleichungen sind das Gewicht des Kegelstumpfes abzüglich des vom Betonzylinder ausgefüllten Raums

$$\bar{G} = \pi \cdot \gamma \cdot t^2 \left[ \frac{r}{\operatorname{tg} \vartheta} + \frac{t}{3 \operatorname{tg}^2 \vartheta} \right],$$

die Kohäsionskraft im Mantel des Kegelstumpfes

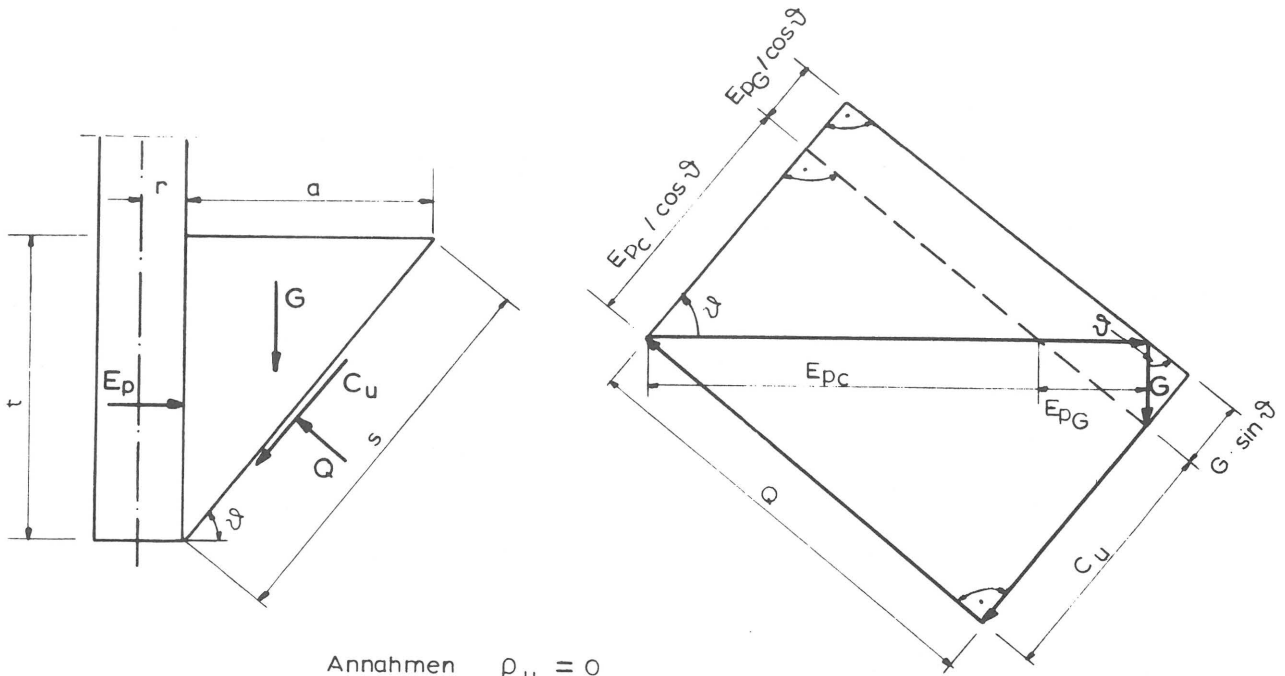
$$\bar{C}_u = \frac{2 \pi \cdot c_u \cdot t \cdot r}{\sin \vartheta} + \frac{\pi c_u \cdot t^2}{\sin \vartheta \operatorname{tg} \vartheta}.$$

In die Gleichung (1) eingesetzt, ergeben  $\bar{G}$  und  $\bar{C}_u$  den Erdwiderstand auf den radial aufgeweiteten Zylinder

$$\bar{E}_p = \frac{2 \pi \cdot c_u \cdot t \cdot r}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} + \frac{\pi \cdot c_u \cdot t^2}{\sin^2 \vartheta} + \pi \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot r + \frac{\pi \cdot \gamma \cdot t^3}{3 \operatorname{tg} \vartheta} \quad (2)$$

Nach den beiden Abrißflächen, die nahezu senkrecht aufeinander standen, übte der Ton nur innerhalb eines Viertels des Zylinderumfangs einen Widerstand aus. Der Ton drückte konzentrisch auf den Betonzylinder. Die räumliche Kraftwirkung auf die Ebene der angreifenden Kraft projiziert, ergibt den gesuchten Erdwiderstand

$$E_p = 2 \int_0^{\pi/4} \frac{\bar{E}_p \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha}{2 \pi} = \frac{\bar{E}_p}{\pi \sqrt{2}} \quad \text{für} \quad \frac{d\bar{E}_p}{d\vartheta} = 0, \quad (3)$$



Annahmen  $\rho_u = 0$   
 $C_u \neq 0$   
 $\gamma \neq 0$   
 $\delta = 0$

Bild 10 : Ableitung des Erdwiderstandes

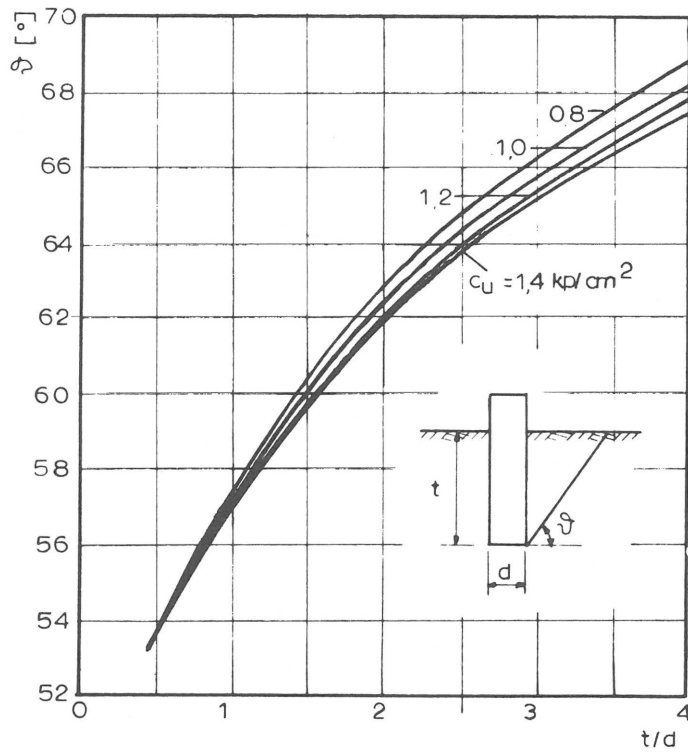


Bild 11 : Gleitflächenneigung in Abhängigkeit vom Verhältnis  $t/d$  und von der Anfangsfestigkeit  $c_u$

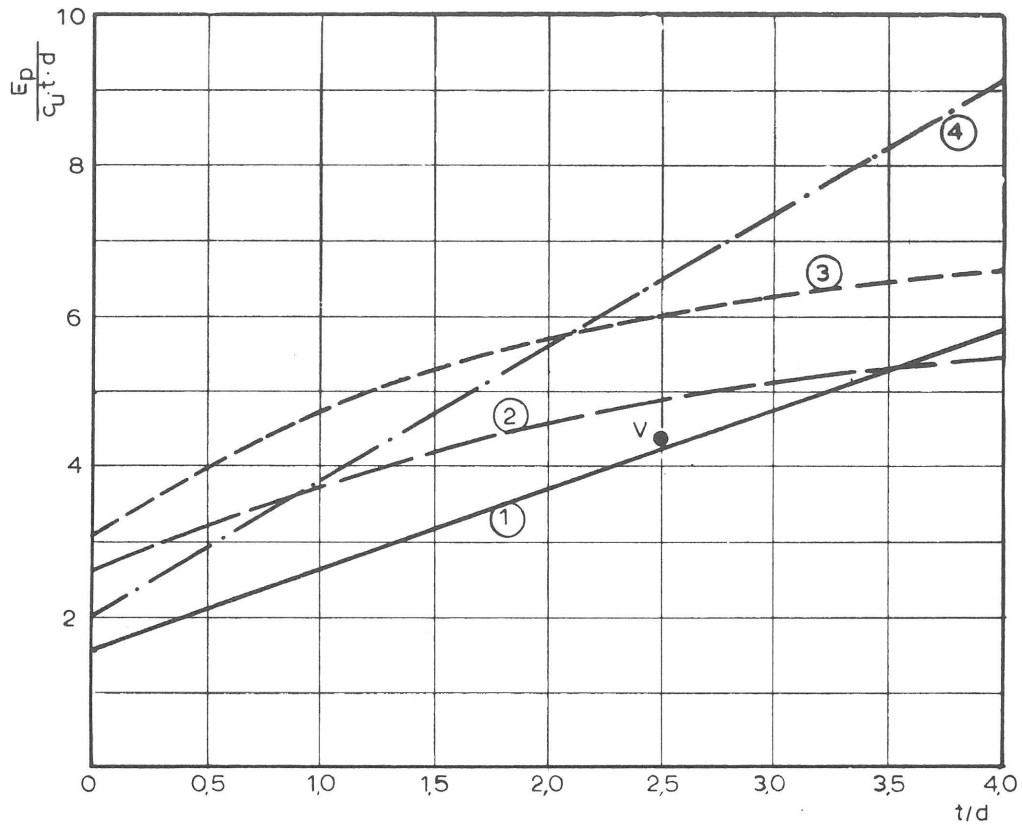
wenn der Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  so gewählt wird, daß der Erdwiderstand zum Minimum wird.

Die Gleitflächenneigung in Abhängigkeit vom Verhältnis  $t/d$  und von der Anfangsfestigkeit des Tons kann aus dem Diagramm auf Bild 11 abgelesen werden.

Die Gleichung (3) numerisch ausgewertet, liefert die im Bild 12 gezeigte lineare Beziehung. Sie gilt für  $1,9 \text{ Mp/m}^3$  Feuchtraumgewicht des Frankfurter Tons. Bei anderem Raumgewicht verschiebt sich die Gerade nur geringfügig. Der Punkt V gibt im Diagramm das Versuchsergebnis an. Für die Eintragung wurde die Anfangsfestigkeit des Tons mit  $c_u = 1,2 \text{ kp/cm}^2$  berücksichtigt. Der Punkt V liegt nahe an der nach Gleichung (3) gezeichneten Geraden (1). Ebenso stimmen die gerechneten Abmessungen mit der in der Tonoberfläche gemessenen Bruchfigur gut überein. Die Abmessungen der Bruchfigur können aus dem Diagramm auf Bild 13 abgelesen werden. Mit der Breite der Bruchfigur ist auch der Mindestabstand für die Bohlträger festgelegt.

Auf dem Bild 12 ist die Gleichung (3) den Berechnungsvorschlägen von Brinch - Hansen , Kärcher und von Weißbach für die beim Trägerbohlverbau üblichen Trägerabmessungen gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung zeigt, daß nach dem Versuch diese Berechnungsverfahren, auf einen steifplastischen Ton angewandt, zu große Erdwiderstände liefern. Dies gilt besonders für Weißbach mit zunehmender Einbindetiefe.

Das Diagramm zeigt weiter, daß die von Kärcher empfohlene Korrektur im steifplastischen Ton keine Berechtigung hat, wenn der im Bohrloch einbetonierte Fuß die Tendenz hat, sich auf der Rückseite vom Boden abzulösen. Folgerichtig rückt die Kurve (2) nach Brinch - Hansen , für deren Ableitung der Träger als schmale, ebene Druckfläche aufgefaßt worden ist, näher an den Versuchswert heran.



- |   |                           |       |                                       |
|---|---------------------------|-------|---------------------------------------|
| 1 | Gleichung (3)             | $E_p$ | = Erdwiderstand ( $\delta = 0$ )      |
| 2 | Brinch - Hansen           | $c_u$ | = Anfangsfestigkeit ( $\rho_u = 0$ )  |
| 3 | Kärcher                   | $t$   | = Einbindetiefe des Trägers           |
| 4 | Weißbach ( $\delta = 0$ ) | $d$   | = Durchmesser oder Breite des Trägers |
| V | Versuch                   |       |                                       |

Bild 12 : Gegenüberstellung der Berechnungsverfahren bei Anwendung auf den Erdwiderstand im steifen Ton.

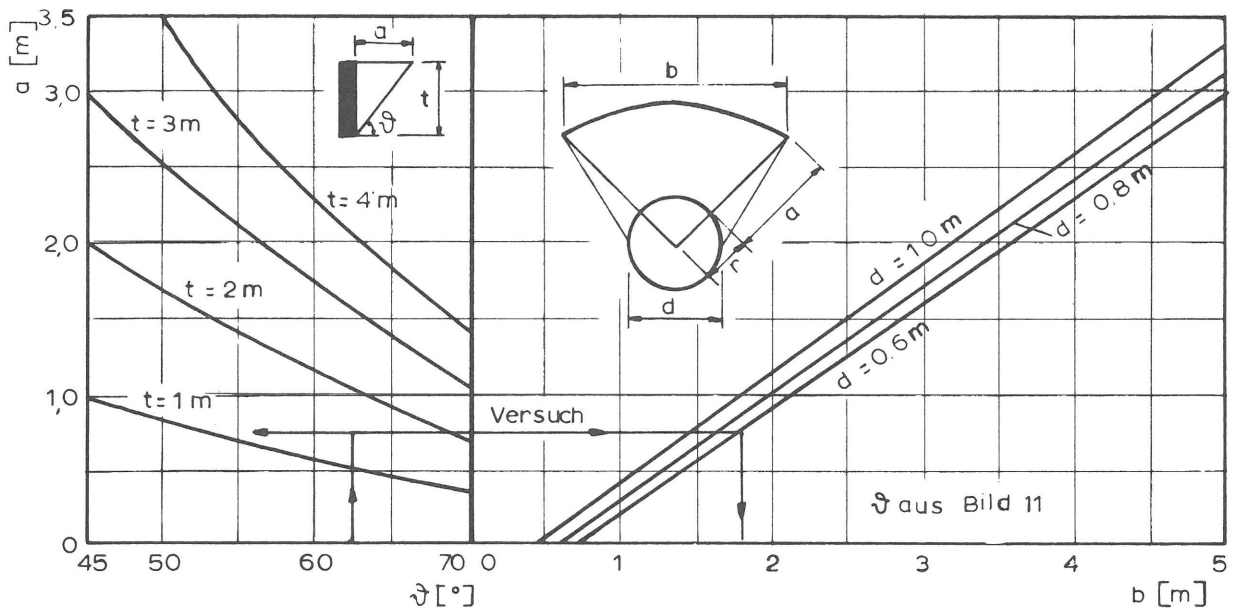


Bild 13 : Abmessungen der Bruchfigur nach Gleichung (3)

Der zulässige Erdwiderstand sollte nach der zugelassenen Verschiebung des Trägers festgelegt werden. Bei einer Verschiebung des Trägerfußes von 1 bis 1,5 cm sollte im Frankfurter Ton bei Anwendung des Diagramms (1) auf Bild 12 mit einer zweifachen Sicherheit gerechnet werden. Bei nur 1,5-facher Sicherheit ist eine Verschiebung zwischen 2,0 und 2,5 cm zu erwarten.

### Literatur

Brinch - Hansen , J. (1961): The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Dänisches Geotechnisches Institut, Kopenhagen , Bulletin Nr. 12.

Giese , H.G. (1955): Über den räumlichen Erdwiderstand. Mitt. d. Franzius Inst. der T.H. Hannover.

Kärcher , K. (1968): Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 45 , S. 31 - 33.

Steinfeld , K. (1953): Über den räumlichen Erdwiderstand. Mitt. d. Franzius Inst. der T.H. Hannover , Heft 3.

Weissenbach , A. (1961): Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Mitt. d. Franzius Inst. der T.H. Hannover , Heft 19.

Weissenbach , A. (1962): Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 39 , S. 204 - 211.



## 5. Der Verformungsmodul des Frankfurter Tons

### Aufgabenstellung

Für die Bemessung der im Schildvortrieb aufgefahrenen Tunnelrohre für die S-Bahn in Frankfurt/Main sollte der Verformungsmodul des Frankfurter Tons in horizontaler Richtung bestimmt und der Einfluß der Kriechverformung des Tons auf seine Größe untersucht werden. Zum Vergleich wurde auch ein vertikaler Belastungsversuch unter denselben Bedingungen ausgeführt.

### Begründung

Der Bemessung von im Schildvortrieb aufgefahrenen Tunnelrohren wird ein statisches System, bestehend aus Tunnelrohr und Boden, zu Grunde gelegt. Die Tragkraft des Tunnelrohres kann um so mehr ausgenutzt werden, je besser seine Steifigkeit auf die des Bodens abgestimmt wird. Das Tunnelrohr wird infolge des Überlagerungsgewichtes des Bodens an den Ulmen gegen den Boden gedrückt. Der hierdurch geweckte Reaktionsdruck wird bei den heute gebräuchlichen Bemessungsverfahren [1] mit einer Bettungsziffer berechnet. Die Bettungsziffer hängt vom Verformungsmodul des Bodens ab und hat einen großen Einfluß auf die Schnittkräfte.

Die im Schildvortrieb geplanten Tunnelstrecken der Frankfurter S-Bahn liegen zum großen Teil im tertiären Ton, so daß sein Verformungsverhalten für die Bemessung der Tunnelröhre maßgebend wird.

Durch die nachfolgend beschriebenen Versuche sollte unter anderem auch geklärt werden, inwieweit sich die Verformungseigenschaften des geologisch vorverdichteten Tons in horizontaler und vertikaler Richtung unterscheiden.

## Versuchsaufbau

Für die Versuche, die im folgenden horizontaler und vertikaler Druckkissenversuch genannt werden, wurde von der Sohle der 14 m tiefen Versuchsgrube ein 7 m langer Stollen mit einem Querschnitt von 1,6 x 3,0 m vorgetrieben (Bild 1).

Der Ausbruch erfolgte mit Hand, damit der Ton möglichst wenig gestört wurde. Die Länge des Stollens ergab sich aus der Forderung, die Versuche unbeeinflusst von der Versuchsgrube und ihrem Verbau ausführen zu können und genügend freien Raum für den Aufbau der Versuchseinrichtung und zum Ablesen der Meßgeräte zu haben.

Für den horizontalen Druckkissenversuch wurden entsprechend Bild 2a zwei horizontal liegende Stempel von 1,4 m Durchmesser hergestellt. Sie wurden mit der Stirnfläche gegen den Ton betoniert. Zwischen beiden Stempeln befand sich ein aus 3 mm dickem Stahlblech zusammengeschweißtes Kissen. Das Kissen war mit Wasser gefüllt und über ein Standrohr und den Druckkessel an einen Kompressor angeschlossen. Das Kissen hatte am Rand einen Wulst, wodurch es sich unter Druck um etwa 5 cm aufweiten konnte. Die Betonstempel lagen auf einem Gleitpaket aus zwei Lagen federhartem Kupferblech, die innen mit Molykote beschichtet und außen durch Bitumenpappe geschützt waren. Das Gleitpaket sollte eine fast reibungslose Verschiebung der Betonstempel gewährleisten. Der Druckkessel mit 0,3 m<sup>3</sup> Luftinhalt hatte die Aufgabe, den Druck im Kissen über längere Zeit konstant zu halten. Begünstigt durch die gleichmäßige Temperatur im Stollen wurde dieses Ziel voll erreicht.

Die gegenseitige Verschiebung beider Stempel sowie die absolute Verschiebung eines Stempels wurde an jeweils 3 Meßuhren, der Druck an einem Präzisionsmanometer abgelesen. Die Gesamtbewegung der beiden Stempel wurde auch noch vom Wasserspiegel in dem am Kissen angeschlossenem Standrohr angezeigt.

Bild 1: Versuchsgrube mit Stollen für Druckkissenversuche  
( Grundriß )

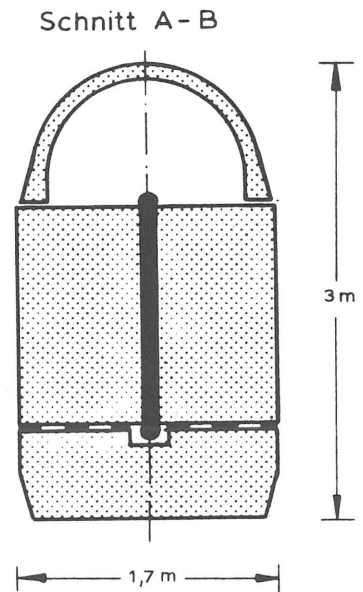
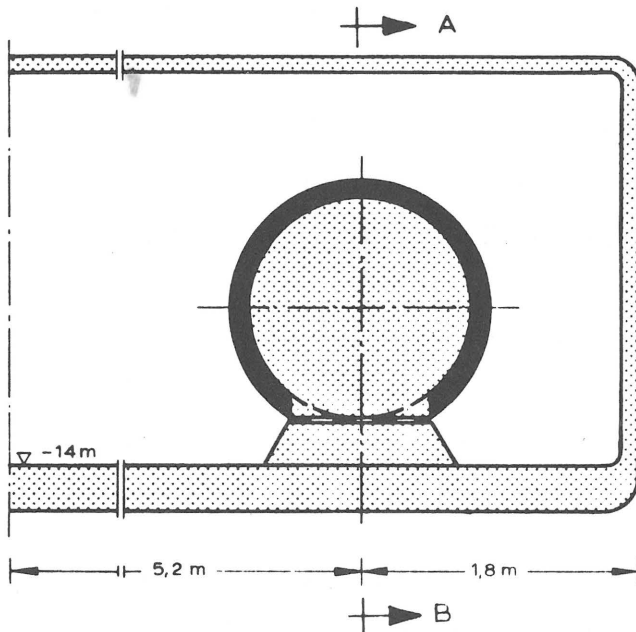
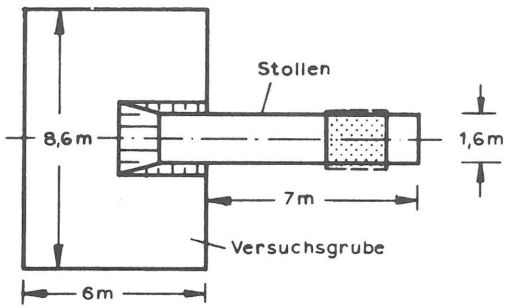


Bild 2a: Horizontaler Druckkissenversuch

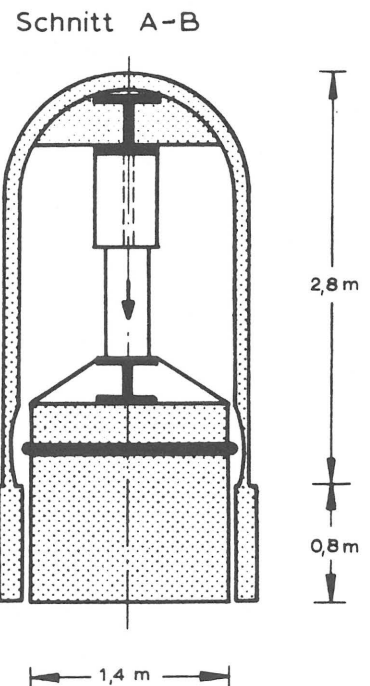
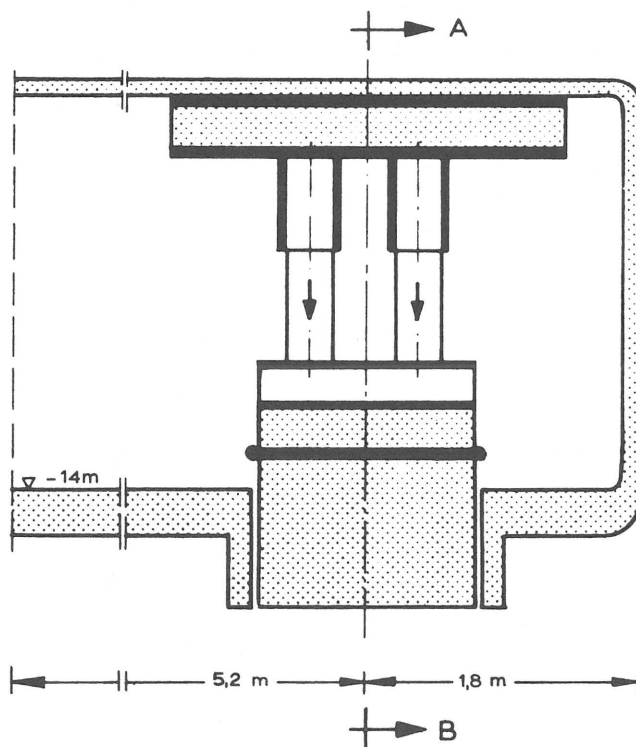


Bild 2b: Vertikaler Druckkissenversuch

Nach dem horizontalen Druckkissenversuch wurde an derselben Stelle, 0,8 m unter der Stollensohle, die vertikale Belastungseinrichtung aufgebaut. Zunächst wurde, wie im Bild 2b gezeigt, auf dem freigelegten Ton ein Stempel von 1,4 m Durchmesser betoniert. Der Betonstempel war mit einem Gleitpaket und einer 1 cm dicken Lage Styropor ummantelt. Die Belastung wurde auch bei diesem Versuch über ein Druckkissen aufgebracht. Die Setzung des Betonstempels wurde an 4 Stellen mit Meßuhren, der Druck mit einem Präzisionsmanometer gemessen.

Um mit dieser Versuchseinrichtung auch einen Belastungsversuch bis zum Bruch des Tons ausführen zu können, wurden zwischen dem Druckkissen und einem hierfür vorbereiteten Widerlager im Stollenfirst zwei Pressen eingebaut. Über das Ergebnis dieses Versuches wird im Zusammenhang mit den Pfahlversuchen berichtet.

#### Versuchsdurchführung

Die Last wurde bei beiden Versuchen in Stufen aufgebracht und in jeder Stufe konstant gehalten, bis die Bewegung des Stempels weitgehend abgeklungen war. Der zeitliche Verlauf der Verschiebungen wurde bei allen Laststufen beobachtet. Der Ablauf des horizontalen Druckkissenversuchs wird im Bild 3 gezeigt. In ähnlicher Weise wurde auch der vertikale Versuch durchgeführt, nur daß bei diesem Versuch die Last  $1 \text{ kp/cm}^2$  nicht mehrere Wochen lang beibehalten worden ist.

#### Versuchsergebnisse

Wie im Bild 4 zu sehen ist, war beim horizontalen Druckversuch bei allen Laststufen der Anteil der Sofortverschiebung an der Verschiebung innerhalb der einzelnen Laststufen größer als beim vertikalen Versuch. Ihr Anteil nahm beim horizontalen Versuch mit jeder Laststufe ab, was auf eine Störung oder Quellung des Tons an den Stollenwänden schließen läßt. Unabhängig von diesem Störungseffekt verliefen die Verschiebun-

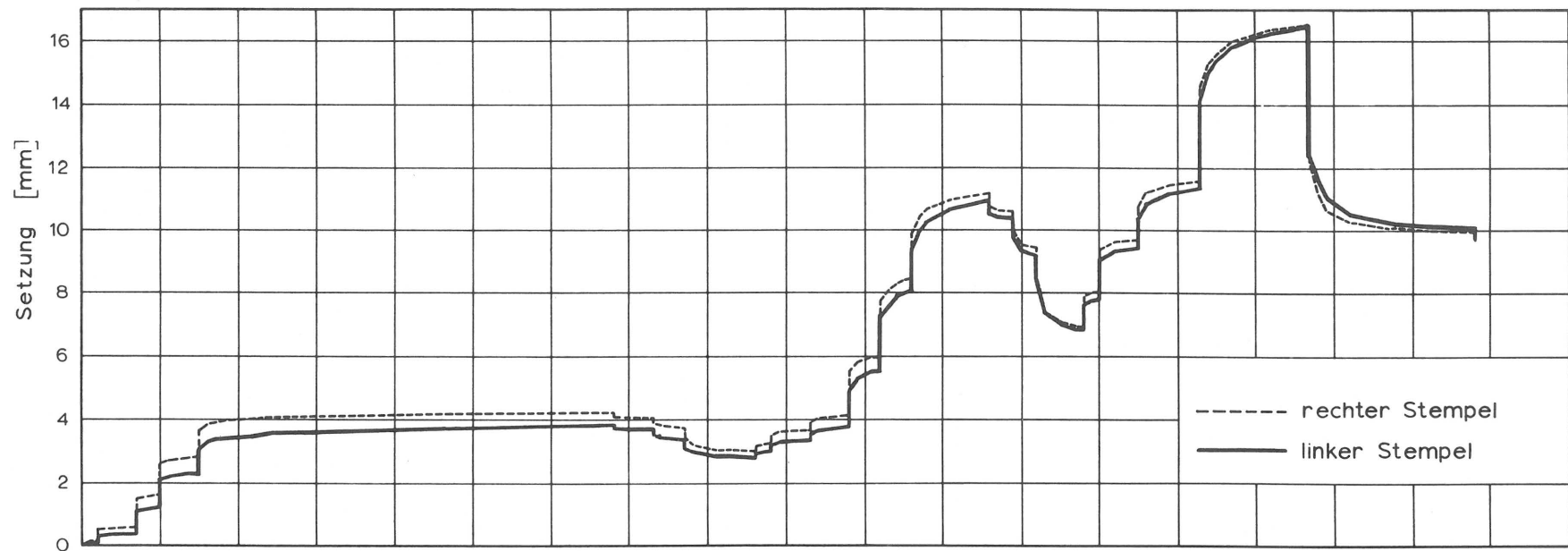
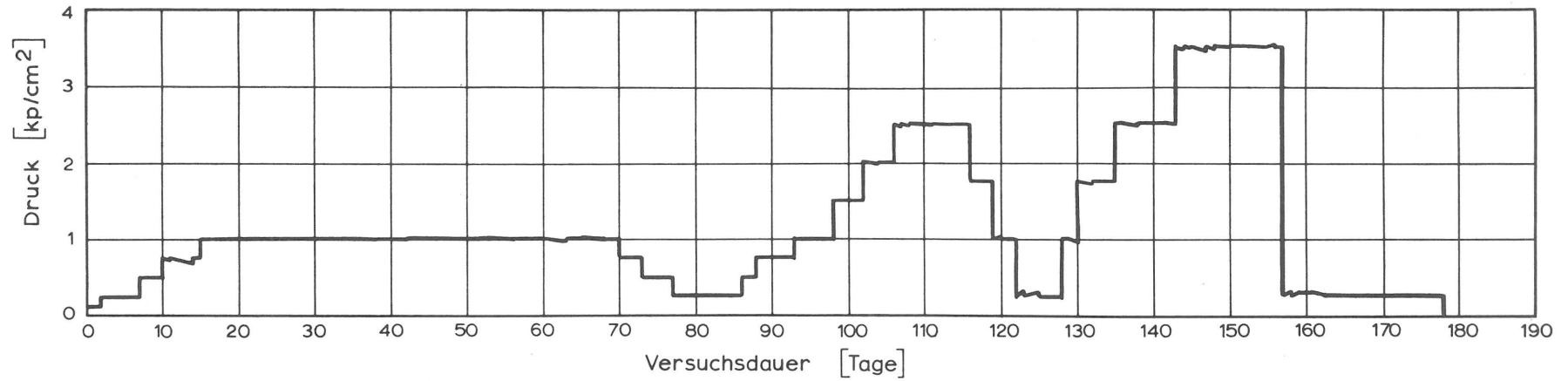


Bild 3 : Horizontaler Druckkissenversuch  
Zeit - Last- und Zeit-Verschiebungs Diagramm

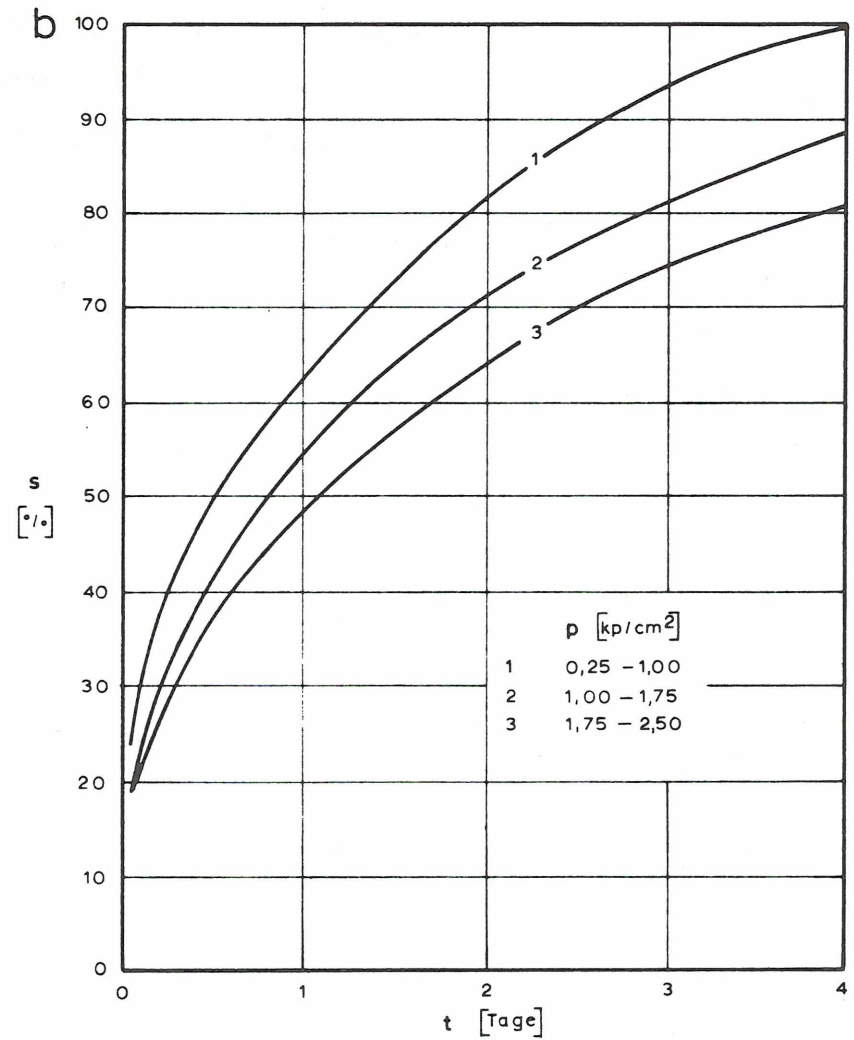
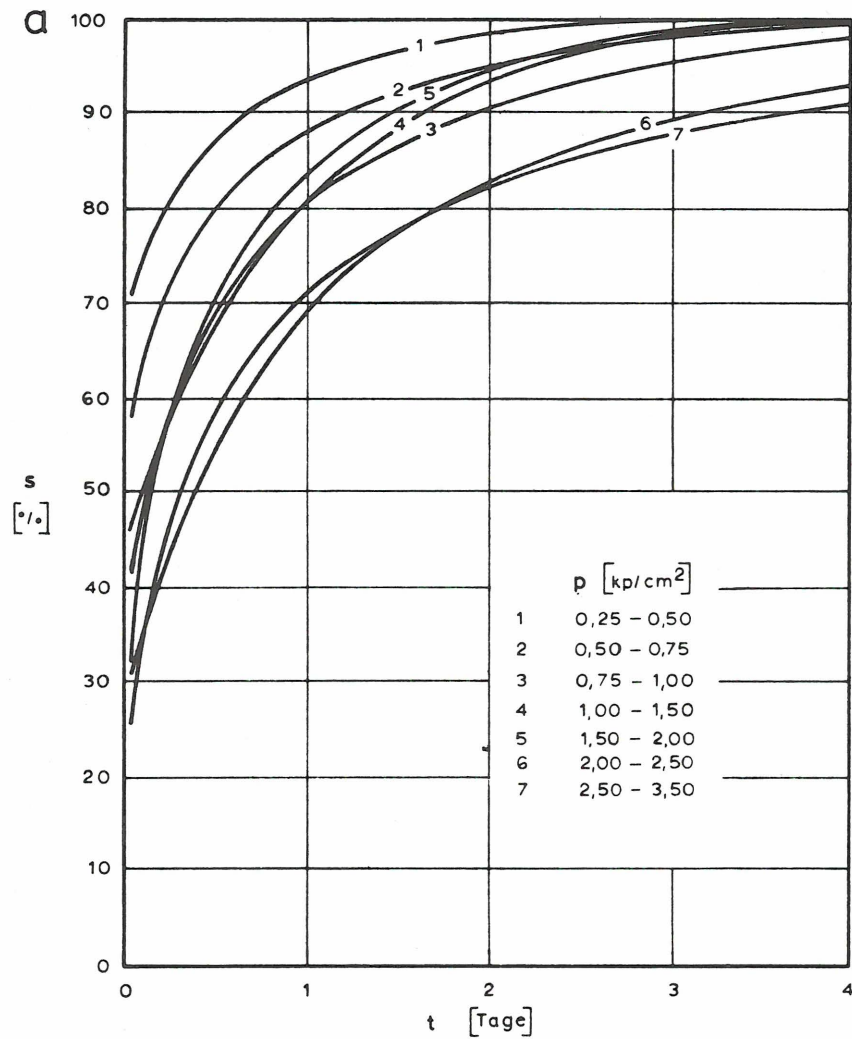


Bild 4 : Zeit - Verschiebungs Diagramm

- a Horizontaler Druckkissenversuch
- b Vertikaler Druckkissenversuch

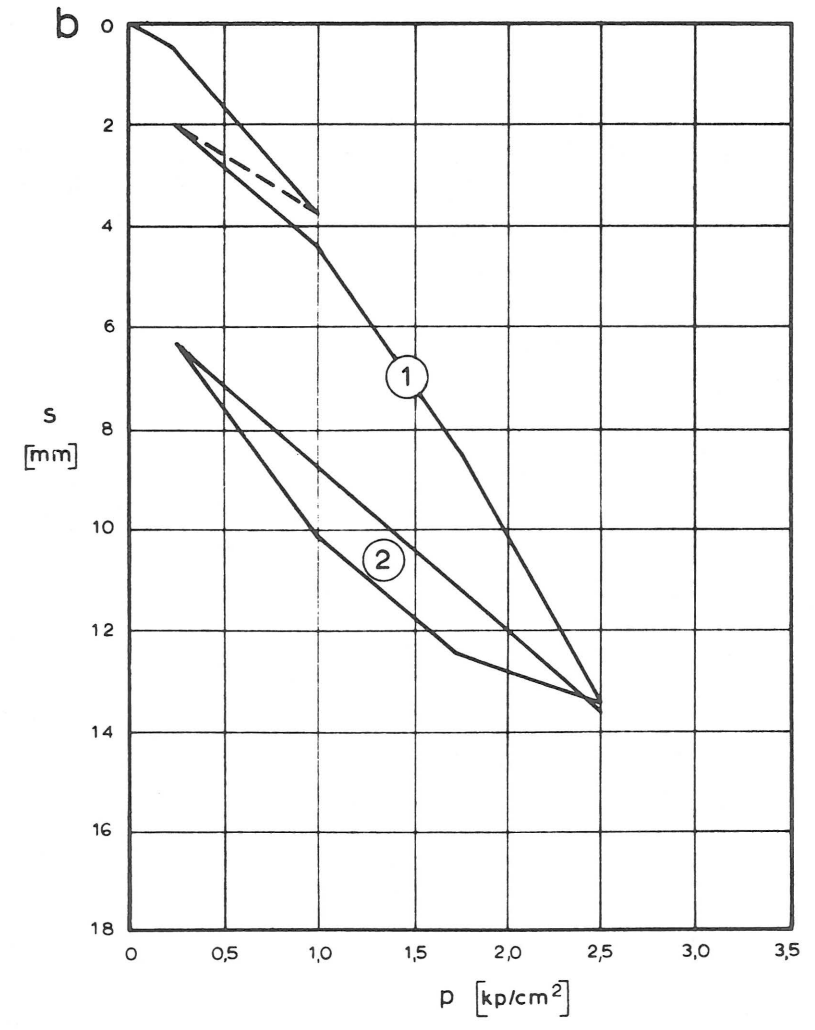
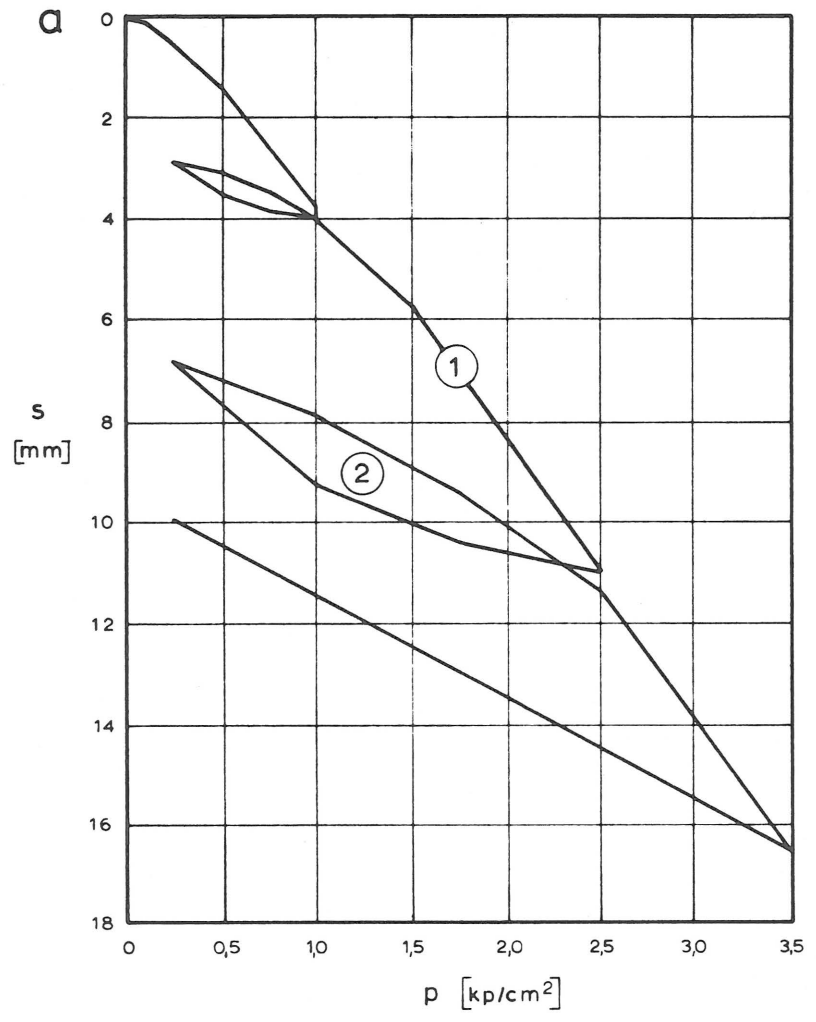
gen beim horizontalen Versuch schneller als beim vertikalen Druckversuch. Die über die Zeit aufgetragenen Verschiebungen veranschaulichen, daß die Verschiebungen beim vertikalen Versuch weniger abgeklungen waren, als beim horizontalen Versuch. Der unterschiedliche Verlauf kann mit der größeren Steifigkeit und Durchlässigkeit des Tons in horizontaler Richtung in Verbindung gebracht werden. Die mit den Versuchen erhaltenen Beziehungen zwischen dem Druck und der zugehörigen Verschiebung sind im Bild 5 aufgetragen. Bei der Erstbelastung unterscheidet sich das Verformungsverhalten des Tons in horizontaler und vertikaler Richtung nur wenig. Aus den gemessenen Stempelverschiebungen errechnet sich der Verformungsmodul des Tons im Mittel zu  $150 \text{ kp/cm}^2$ .

Durch eine verhältnismäßig kurze Vorbelastung wurde eine bemerkenswerte Verfestigung des Tons erzielt. Die Verfestigung war in horizontaler Richtung größer und wurde schneller erreicht, als in vertikaler Richtung. Die Druck-Verschiebungsdiagramme in Bild 5 geben dies deutlich zu erkennen. Die Vorbelastung bewirkte in horizontaler Richtung eine Zunahme des Verformungsmoduls auf  $375 \text{ kp/cm}^2$  und in vertikaler Richtung auf  $230 \text{ kp/cm}^2$ .

Die angegebenen Werte, aus einem Einzelversuch abgeleitet, sind nur als Richtwerte anzusehen. Es sollte nicht übersehen werden, daß der Versuchsort willkürlich gewählt worden ist und die Festigkeit des Tons im Frankfurter Raum Schwankungen unterliegt. Die Versuchsergebnisse sind jedoch geeignet, das grundsätzliche Verhalten des Frankfurter Tons unter Belastung aufzuzeigen und aus diesen Schlüsse für die Bemessung der Tunnelröhre zu ziehen.

#### Folgerungen aus den Versuchen

Die Versuche haben gezeigt, daß der Ton beim Ausbruch am Stollenumfang gestört wird. Die Störung kann durch eine Vorbelastung weitgehend behoben werden. Die Vorbelastung sollte mindestens 3 atü be-



**Bild 5 : Druck - Verschiebungs Diagramm**

a Horizontaler Druckkissenversuch

b Vertikaler Druckkissenversuch

① Erstbelastung

② Wiederbelastung



tragen und einige Minuten lang wirken. Mit dieser Feststellung wird die große Bedeutung der Verpressung des Ringspalts zwischen der Tunnelröhre und dem Ton für die Bemessung der Tunnelröhre hervorgehoben. Für die Vorspannung des Tons wirkt sich günstig aus, daß sie innerhalb kurzer Zeit zu erreichen ist. Nach erfolgter Vorspannung kann der Verformungsmodul des Tons an den Ulmen mit  $400 \text{ kp/cm}^2$  und unter der Sohle mit  $250 \text{ kp/cm}^2$  angesetzt werden.

- [1] Schulze-Duddeck: Statische Berechnung schildvorgetriebener Tunnel  
Festschrift Beton und Monierbau 1964 ,  
Düsseldorf



Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften  
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen  
Hochbauten  
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau  
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf  
das Tragverhalten des Bodens  
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Be-  
anspruchungen  
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970