

. Kantonales Bauamt Zug

. Neue Lorzebrücke der SBB, Zug

. BAUGRUNDUNTERSUCHUNG  
=====

Zürich, 29. August 1967

Auftrag 1829 mit 3 Beilagen

---

**Geotechnisches Büro · Beratende Geologen und Ingenieure**

Leitung: Dr. A. von Moos, Geologe  
M. A. Gautschi, dipl. Ing. ETH, ASIC  
Dr. C. Schindler, Geologe

**Dr. von Moos AG**

8037 Zürich Bachofnerstrasse 5

Telefon 01 60 31 55

Baugrunduntersuchungen, Boden- und Felsmechanik, Ingenieurgeologie, Hydrogeologie, Baugrundkarten, Gewässerschutzfragen.

Beratung bei: Foundationen, Baugrubensicherung, Rutschungen, Seeuferbauten, Schutzzonen für Wasserfassungen, Beschaffung von mineralischen Bau- und Rohstoffen.

---

Kantonales Bauamt Zug

Neue Lorzebrücke der SBB, Zug

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG

=====

I. Auftrag

Auftraggeber: Kantonales Bauamt, 6300 Zug  
Auftragserteilung: 20. Februar 1967  
Inhalt des Auftrages: Abklärung der Baugrundverhältnisse  
Ingenieurbüro: G. Caprez, Etzelstr. 3, 8038 Zürich  
Handlinger: M. Vanoli, Bützenweg 5, 6300 Zug  
Bohrfirma: Gebr. Mengis, Reckenbühlstr. 2,  
6000 Luzern  
Feldarbeit: A. Bühler, 8. Mai 1967  
Unterlagen: vom Ingenieurbüro Caprez:  
- Entwurfsskizze Variante I, 1:100, 20.2.67  
- Situation 1:200 (für Sondierungen) 21.2.67

vom Kant. Bauamt Zug:

- Situation 1:500 mit eingezeichneten  
Wasser-, Gas- und Elektrizitätsleitungen

22.3.67

sowie unser Bericht Nr.317 vom 9.6.60,  
"Neuer Lorzelauf"

## II. Lage und Baugrund

### 1. Allgemeines

Lage:

Die projektierte Brücke liegt an der  
Stelle der heutigen Brücke der SBB-Linie  
Zug-Cham über den Letzibach, 1.40 km WNW  
des Bahnhofgebäudes Zug.

Koordinaten: 680'260 / 225'630

Höhe: 414 - 416 m ü.M

Geländeform und  
Beschaffenheit:

Der Letzibach wird von der SBB-Linie  
Zug-Cham überquert, die beidseitig der  
Brücke auf einem niederen Damm verläuft.  
Lockere Ueberbauung hauptsächlich in der  
NE Umgebung.

Geologie:

Unter Auffüllung liegen Bachablagerungen  
und Verlandungssedimente. Anschliessend  
folgen bis in grössere Tiefen Seeboden-  
ablagerungen.

## 2. Sondierungen

4 unverrohrte Rammsondierungen R 1 - R 4 von total 48.8 m Länge  
(max. 15.0 m, min. 10.8 m)

1 maschinelle Rotationskernbohrung B 1 von 30.0 m Tiefe (Bohrprotokoll siehe Beilage 2)

Die Lage der Sondierungen geht aus der Situation 1:500 (Beilage 1) hervor.

## 3. Aufbau des Baugrundes

In der Umgebung der Bohrung B 1 kann folgender Baugrundaufbau festgestellt werden:

Die weiche Deckschicht reicht ca. bis Kote 413.5 m ü.M und besteht aus Auffüllung (Sand mit wenig bis reichlich Kies, z.T. leicht siltig).

Die darunterfolgende Mittelschicht aus Bachablagerungen hat eine Mächtigkeit von 0.0 - 2.5 m und keilt vermutlich gegen NE aus. Sie besteht aus Sand mit reichlich Kies mit einzelnen leicht tonig-siltigen Partien.

Die Unterschicht besteht zunächst aus Seekreide, die vermischt ist mit tonigem Silt und Sand sowie organischen Gemengteilen und wenig Kies. Ca. ab Kote 407.0m geht sie über in leicht tonigen Silt mit wenig organischen Beimengungen und Seekreide. Ab Kote 393.5 m fehlt die Kieskomponente ganz (vgl. auch Bohrprofil in Beilage 2).

#### 4. Wasserverhältnisse

Die Lage des Grundwasserspiegels wird vom Seespiegel bestimmt, der zwischen 413.0 und 414.7 m ü.M. schwankt und im Mittel bei 413.5 m ü.M. liegt.

#### 5. Feld- und Laboruntersuchungen

Im Bohrloch sind zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Untergrundes 7 Absenkversuche durchgeführt worden, deren Resultate im Bohrprofil Nr. 1 (Beilage 2) angegeben sind.

Der Bohrung B 1 wurde in 3 verschiedenen Tiefen eine ungestörte Bodenprobe entnommen und im Labor der Firma Geotest AG Bern untersucht. Die einzelnen Versuchsergebnisse sind in deren Bericht Nr. 67-57 (siehe Beilage 3) zusammengestellt.

Danach handelt es sich bei Probe 1 <sup>in 5.5-6.5 m Tiefe</sup> um Seekreide (die vermischt ist mit tonigem Silt) mit hohem Wassergehalt (60 - 70 %) und kleinem Raumgewicht (1.5 - 1.6 t / m<sup>3</sup>). Das Material ist strukturempfindlich, d.h. beim Erreichen einer bestimmten Last tritt eine Verflüssigung mit totalem Tragfähigkeitsverlust ein. Die kritische Scherbeanspruchung dürfte bei 0.2-0.3 kg/cm<sup>2</sup> liegen. Im Oedometer stiegen die prozentualen Setzungen in der Laststufe 0.5 - 1.0 kg/cm<sup>2</sup> an, sodass angenommen werden muss, dass dort ein zumindest teilweiser Strukturzusammenbruch eingetreten ist.

Die Proben 2 und 3 bestehen aus leicht tonigem Silt mit Seekreide- und organischen Beimengungen. Auch sie zeigen noch eine gewisse Strukturempfindlichkeit, da der natürliche Wassergehalt wesentlich über der Fließgrenze liegt. Die einfachen Druckversuche zeigen

einen Anstieg der Scherfestigkeit mit der Tiefe. Danach dürfte es sich um nicht vorbelastete junge Seeablagerungen handeln. Die Oedometer zeigen dementsprechend grosse spezifische Zusammendrückungen mit wesentlichem elastischen Anteil, wie die Entlastungen am Schluss des Versuches zeigen.

Die im Laborbericht angegebenen  $k$  - Werte wurden aus den Zeitsetzungskurven der Oedometerversuche berechnet und geben die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung an. Da es sich beim untersuchten Material um Seeablagerungen handelt, ist eine horizontale Schichtung vorhanden, sodass die horizontale Durchlässigkeit grösser ist als die vertikale. Für die Beurteilung der Möglichkeiten einer Grundwasserabsenkung ist daher eher der  $k$ -Wert aus den Absenkversuchen im Bohrloch (siehe Beilage 2) massgebend.

### III. Bautechnische Folgerungen

Die heute bestehende SBB-Brücke über den Letzibach soll durch eine neue längere Brücke ersetzt werden, die es gestattet, die noch zu verlegende Lorze durchzuleiten. Ferner soll gleichzeitig auch eine Personenunterführung realisiert werden.

Bis in eine Tiefe von 30 m unter OKT wurde keine harte Schicht angetroffen auf der Pfähle abgestellt werden könnten. Eine Pfahlfundation müsste demnach "schwimmend" erfolgen, d.h. die Pfahllasten würden zur Hauptsache durch Mantelreibung an den Untergrund abgegeben. Eine Pfahlfundation kann somit die zu erwartenden Setzungen wohl vermindern, aber nicht ausschalten.

Eine Flachfundation ist möglich, sofern der Bauvorgang den schwierigen Bodenverhältnissen angepasst wird und die Brücke das unvermeidliche Mass an Setzungen ohne Schaden erträgt. Da die neue Brücke wesentlich länger wird als die bestehende, werden die Brückenfundamente in Zonen liegen, die vom heutigen Bahndamm bereits belastet sind. Durch geeignete Konstruktion der Widerlager kann diese Vorbelastung ausgenützt und die Setzungen entsprechend gering gehalten werden (vgl. Aktennotiz vom 20.2.67). Die Vorbelastung entspricht höchstens der heute vorhandenen Ueberlagerung; zu ihrer Berechnung darf über dem Grundwasserspiegel das volle Feuchtraumgewicht, unter Wasser aber nur das Feuchtraumgewicht abzüglich Auftrieb (entsprechend den weiter unten angegebenen Werten) eingesetzt werden.

Um die Setzungen möglichst klein zu halten, ist die spezifische Bodenpressung so klein als möglich zu halten. Es ist zu beachten, dass auch bei Bodenpressungen, die unter der heutigen Vorbelastung liegen, noch Setzungen auftreten, da der Boden noch wesentliche

elastische Setzungen verursacht (vgl. Entlastungskurve im Oedometer). Neben den Setzungen sind auch die Scherbeanspruchungen des Bodens massgebend für die zulässige Bodenpressung. Die Scherspannungen können bis nahezu  $1/3$  der Belastung ausmachen und treten bei Lastdiskontinuitäten (z.B. am Rande eines starren Fundamentes) auch nahe der Oberfläche auf und können damit zu Ausquetschungen führen. In dieser Hinsicht dürften die Fundamentränder gegen den Bach hin sowie eventuelle Bauböschungen besonders kritisch sein.

Wie bereits erwähnt, ist neben den Bauwerkslasten auch der Bauvorgang massgebend für die zu erwartenden Setzungen. So wird durch eine temporäre Grundwasserabsenkung die Belastung entsprechend dem Wegfall des Auftriebes während der Absenkung erhöht und bewirkt eine zusätzliche Konsolidierung des Untergrundes. Bei einer Wasserhaltung mittels Rigolen und Pumpensumpf in umspundeter Baugrube wird demgegenüber der Baugrund durch die Aufwärtsströmung aufgelockert und damit verschlechtert.

Zur Ausbildung der Baugrube und zum Arbeitsvorgang kann generell folgendes gesagt werden:

Für die Wasserhaltung in der Mittel- und Unterschicht empfehlen wir das Wellpointssystem, da es auch beim vorliegenden schwierigen Baugrund ein sauberes Arbeiten ermöglicht. Der abgesenkte Grundwasserspiegel soll überall ca. 1.0 m unter der Baugrubensohle liegen. Dabei dürften Böschungsneigungen bis 1:1 standfest sein, wenn sie mit Plasticfolien gegen Oberflächenerosion geschützt werden. Muss gespundet werden, so sollte die Wellpointfilterspitze unterhalb der Spundwandschneide angeordnet werden, damit hydraulischer Grundbruch und Auflockerung des Bodens vermieden wird. Bei Spundwänden ist zu beachten, dass im vorliegenden weichen Unte



grund nur eine schlechte Einspannwirkung erreicht werden kann, sodass verhältnismässig bald gespriesst werden muss. Steht auf der Fundationskote das weiche Material der Unterschicht an, wird ein Befahren mit Maschinen nicht möglich sein; es empfiehlt sich, sofort nach Erreichen der Fundationskote die Sohle mit Magerbeton abzudecken, um sie vor unnötigen Störungen (die zusätzliche Setzungen nach sich ziehen können) zu schützen. Der Aushub soll mit einem Gerät erfolgen, das eine möglichst geringe Sogwirkung und damit Auflockerung auf den Boden ausübt (z.B. Tieflöffel oder Dragline).

Für Erddruckberechnungen können folgende, meist geschätzte Bodenkennziffern verwendet werden:

Deck- und Mittelschicht

$$\varphi' = 32^\circ, \quad c' = 0, \quad \gamma' = 2.0 \text{ t/m}^3 \text{ (Feuchtraumgewicht)}$$

Unterschicht

Kote 411.0 - 406.0 :  $\gamma' = 1.55 \text{ t/m}^3$

Langsame Belastung:  $\varphi' = 24^\circ, \quad c' = 0$

Rasche Belastung:  $\varphi' = 0, \quad c' = 0.20 \text{ kg/cm}^2$

Kote 406.0 - 393.5 :  $\gamma' = 1.75 - 1.95 \text{ t/m}^3$

Langsame Belastung:  $\varphi' = 24^\circ - 28^\circ, \quad c' = 0$

Rasche Belastung:  $\varphi' = 0, \quad c' = 0.30 - 0.60 \text{ kg/cm}^2$

Die im Bauzustand auftretenden Belastungen sind zum grössten Teil als "rasch auftretend" zu beurteilen. Bei Berechnungen mit einem  $\varphi'$ -Wert müssen die eventuell auftretenden Porenwasserdrücken mitberücksichtigt werden. Bei Angabe zweier Werte sollen diese als an der Ober- bzw. Untergrenze der betreffenden Schicht gültig angenommen werden.

Der Bahnverkehr Cham - Zug muss auch während dem Bau der Brücke aufrechterhalten werden. Wird zu diesem Zwecke die zukünftige Baustelle auf einem neu zu schüttenden Damm und einer Hilfsbrücke umfahren, so ist mit Setzungen an der neuen und zum Teil an der alten Anlage zu rechnen.

Der Einfluss einer Wasserspiegelabsenkung auf die bestehenden Bauten in der Umgebung (Brücke, Bahndamm, Gebäude, Leitungen etc.) ist genau abzuklären.

Wir sind gerne bereit, bei der Ausarbeitung des Projektes und bei der Wahl des Bauvorgangs weiterhin beratend mitzuwirken.

Zürich, 29. August 1967

Geotechnisches Büro

Dr. A. von Moos

Sachbearbeiter

M. Gautschi, dipl.Bauing.ETH

A. Woerlen, dipl.Bauing.ETH

*A. von Moos*

Bericht Nr. 1829 mit 3 Beilagen

Verteiler

Auftraggeber 3 Ex.

Ingenieur 1 Ex.

Büro Dr. A. von Moos 1 Ex.

Ingenieurbüro  
G. C a p r e z  
E t z e l s t r . 3

8038 Z ü r i c h

Zürich, 16. November 1971

Betrifft: Neue Lorzebrücke der SBB, Zug  
unser Auftrag Nr. 1829

Sehr geehrte Herren,

am 8.11.71 baten Sie uns, zu den folgenden Fragen Stellung zu nehmen:

- 1) Lässt sich der Boden bei der Lorzebrücke mit demjenigen beim Objekt 403 der N 4a vergleichen, bzw. können die Resultate der Holzpfahlzugversuche beim Objekt 403 auf Holzdruckpfähle bei der Lorzebrücke übertragen werden?
- 2) Welche Traglast kann von 24 m langen Holzpfählen mit einem Durchmesser von 30 - 35 cm erwartet werden?
- 3) Welche Annahmen können für Setzungsberechnungen der gepfähelten Fundamente getroffen werden?
- 4) Welche Grundbruchsicherheit ist im Bereich der Widerlager vorhanden?

Zur Beurteilung dieser Fragen standen uns neben unserem Bericht Nr. 1829 vom 29.8.67 folgende Pläne zur Verfügung:

- Situation 1:100, Plan Nr. 231-2, 11.2.71
- Grundriss 1:50, " " 231-4, 11.2.71
- Schnitte 1:50, " " 231-5, 11.2.71

- Längsschnitt Bauzustand 1:100, Plan Nr.231-6, 11.2.71
- Pfahlrammprotokolle der Pfähle Nr.1-5 bei der Brücke "im Brüggli" vom 11.8.70, inkl.Situation
- Pfahlrammprotokolle der Pfähle Nr.1-6 im See "beim Brüggli", 28.9.-6.10.70, inkl.Situation

Zu Frage 1)

Beim Objekt 403 der N 4a besteht der Untergrund in den obersten ca.9 m aus nur wenig verunreinigter Seekreide, die bis ca. 30 m Tiefe von Seebodenlehm (tonigem Silt) unterlagert ist, wobei von 9 - 15 m die beiden Schichten ineinander übergehen; ab 30 m Tiefe folgt Moräne.

Bei der Lorzebrücke kommt von 4 - 8 m eine leicht seekreidehaltige Schicht vor, darunter folgt bis 19 m Tiefe leicht toniger Silt mit Feinsand und organischen Beimengungen. Von 19 m bis mindestens 30 m Tiefe ist Seebodenlehm vorhanden, der vermutlich zur gleichen Schicht gehört wie der Seebodenlehm beim Objekt 403.

Vergleichend kann gesagt werden, dass der Boden bei der Lorzebrücke, gesamthaft betrachtet, etwas besser ist, weil in der obersten Partie die strukturempfindliche Seekreide nur in Spuren vorhanden ist und die Schichten unterhalb 8-9 m Tiefe von ihrer Entstehung und ihrem Aufbau her an den beiden Orten ähnlich sind.

Die bei der Lorzebrücke vorgesehenen Pfähle reichen bis ca. 24 m unter OK Aushub, also ungefähr bis in die gleiche Tiefe wie beim Objekt 403. Da bei der Lorzebrücke keine eindeutig tragende Schicht vorhanden ist, sind wir der Ansicht, dass die Holzpfahlzugversuche beim Objekt 403 prinzipiell auf Holzdruckpfähle bei der Lorzebrücke angewendet werden können, d.h. es ist kein wesentlich anderes Tragfähigkeitsverhalten zu erwarten (Abgabe der Pfahl-last an den Boden hauptsächlich durch Mantelreibung).

Zu Frage 2)

Die Pfahlzugversuche beim Objekt 403 haben gezeigt, dass im vorliegenden Boden für die Tragfähigkeit von Pfählen vermutlich die undrainierte Scherfestigkeit des Untergrundes massgebend ist. Viele Pfähle kleinen Durchmessers tragen also besser als wenige Pfähle mit grossem Durchmesser, da die Tragfähigkeit im wesentlichen von der Pfahloberfläche abhängt.

Bei der Lorzebrücke haben wir nur wenig Angaben über die Scherfestigkeit, sodass eine etwas grössere Sicherheit eingesetzt werden muss.

Unter Berücksichtigung dieser Tatsachen glauben wir, dass die von Ihnen gewählten Werte für die Mantelreibung vertretbar sind. Die Traglast von ca. 24 m langen Holzpfählen kann demnach mit Hilfe einer Mantelreibung von ca. 0.85 t/m<sup>2</sup> für Eigengewicht und 1.20 t/m<sup>2</sup> für Eigengewicht + volle Nutzlast abgeschätzt werden. (Die Bruchlast dürfte ungefähr den doppelten Betrag erreichen.) Nicht zu vernachlässigen ist der Einfluss einer negativen Mantelreibung.

Zu Frage 3)

In der Literatur wird empfohlen, die Setzungen einer schwimmenden Pfahlgruppe so abzuschätzen, dass angenommen wird, die gesamte Pfahllast sei in der Tiefe der Pfahlspitzen gleichmässig verteilt. In unserem Fall ist jedoch eine aussagekräftige Setzungsprognose praktisch nicht möglich, da wir den für die Setzungen massgebenden Boden unterhalb der Pfahlspitzen weder in seinem Schichtaufbau noch in seinen Eigenschaften kennen.

Will man trotzdem auf eine Setzungsberechnung nicht verzichten, kann man z.B. annehmen, der in 30 m Tiefe vorhandene Seebodenlehm reiche noch bis in grosse Tiefen hinunter. (Bei der Koller- mühle ist er in 50 m Tiefe noch festgestellt worden.) Dabei muss man sich aber im klaren sein, dass dies eine reine Hypothese ist, die auf einer groben Extrapolation beruht.

Die M<sub>F</sub>-Werte können dabei z.B. wie folgt angenommen werden:

Tiefe in m:	M <sub>F</sub> -Werte in kg/cm <sup>2</sup> :
20	50
40	80
60	110
80	140
usw.	usw.

Die M<sub>F</sub>-Werte in den tieferen Schichten dürften so eher vorsichtig gewählt sein.

Zu Frage 4)

Wir haben die Sicherheit der Hinterfüllung hinter den Brückenwiderlagern gegen statischen Grundbruch untersucht und dabei festgestellt, dass für eine Sicherheit von 1.0 unterhalb der Fundamentkote eine Scherfestigkeit von mindestens 3.0 t/m<sup>2</sup> vorhanden sein muss. Da im Labor an der Probe aus ca. 5 m Tiefe eine Scherfestigkeit von 2.9 t/m<sup>2</sup> festgestellt worden ist, wäre die Grundbruchsicherheit der Hinterfüllung ohne zusätzliche Massnahmen nicht gewährleistet.

Aus dem für Grundbruch massgebenden Bodenbereich steht uns nur ein Scherfestigkeitswert zur Verfügung. Wir wissen daher nicht, wie stark die Scherfestigkeit streut und wo innerhalb des Streubereichs der bekannte Wert liegt. Für Grundbruch- und Stabilitätsberechnungen sowie für die Dimensionierung von baulichen Massnahmen muss daher eine grosse Sicherheit verlangt werden. Dieser Sicherheitsfaktor könnte reduziert werden, wenn die Bodeneigenschaften noch detaillierter untersucht würden, z.B. mit Scherflügelsondierungen und weiteren ungestörten Proben. Dadurch liesse sich eine wirtschaftlichere Dimensionierung erreichen.

Unseren Sicherheitsbetrachtungen haben wir nur den Endzustand zugrunde gelegt. Die Stabilitätssicherheit muss aber auch in den verschiedenen Bauzuständen nachgewiesen werden, wobei zu berücksichtigen ist, dass infolge der Pfahlrammungen Porenwasserspannungen aufgebaut werden, die nur langsam wieder abklingen.

Wir hoffen, Ihnen mit diesen Angaben gedient zu haben und grüssen Sie

mit vorzüglicher Hochachtung

Geotechnisches Büro  
Dr.A.von Moos

*A. von Moos*  
*P. Landa*

Sachbearbeiter:  
A.Woerlen, dipl.Bauing.ETH

Brief 4-fach

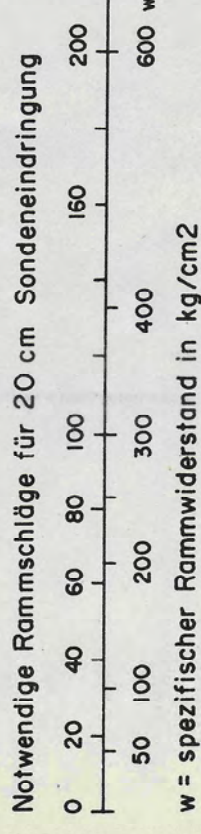
# Neue Lorzenbrücke der SBB Zug

## BAUGRUNDUNTERSUCHUNG

### LEGENDE

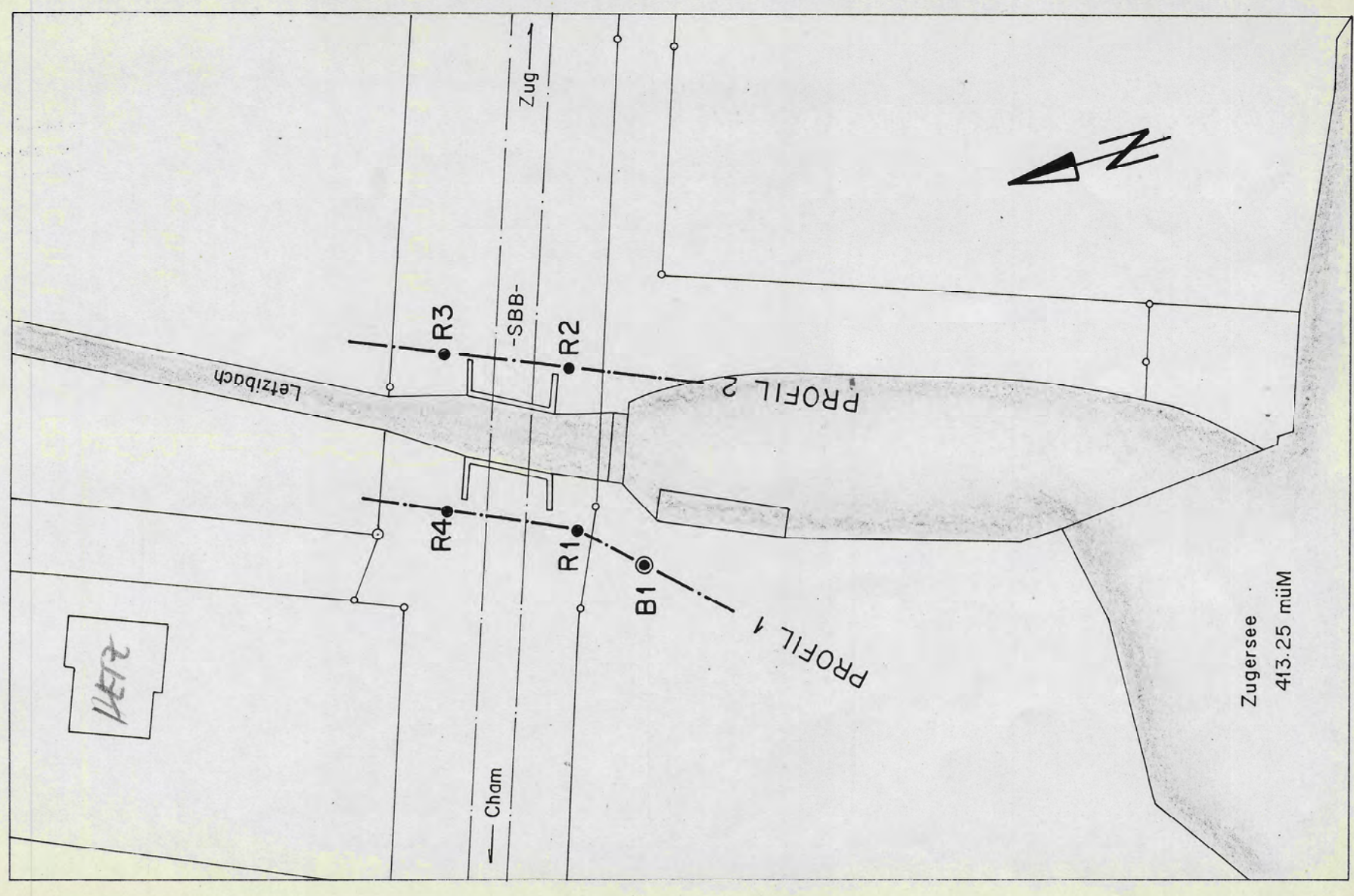
R = UNVERROHRTE RAMMSONDIERUNG  
 B = BOHRUNG

Bürogewicht 30 kg  
 Fallhöhe des Bären = 20 cm  
 Gestängedurchmesser 2.2 cm  
 Spitzenquerschnitt 10 cm<sup>2</sup>

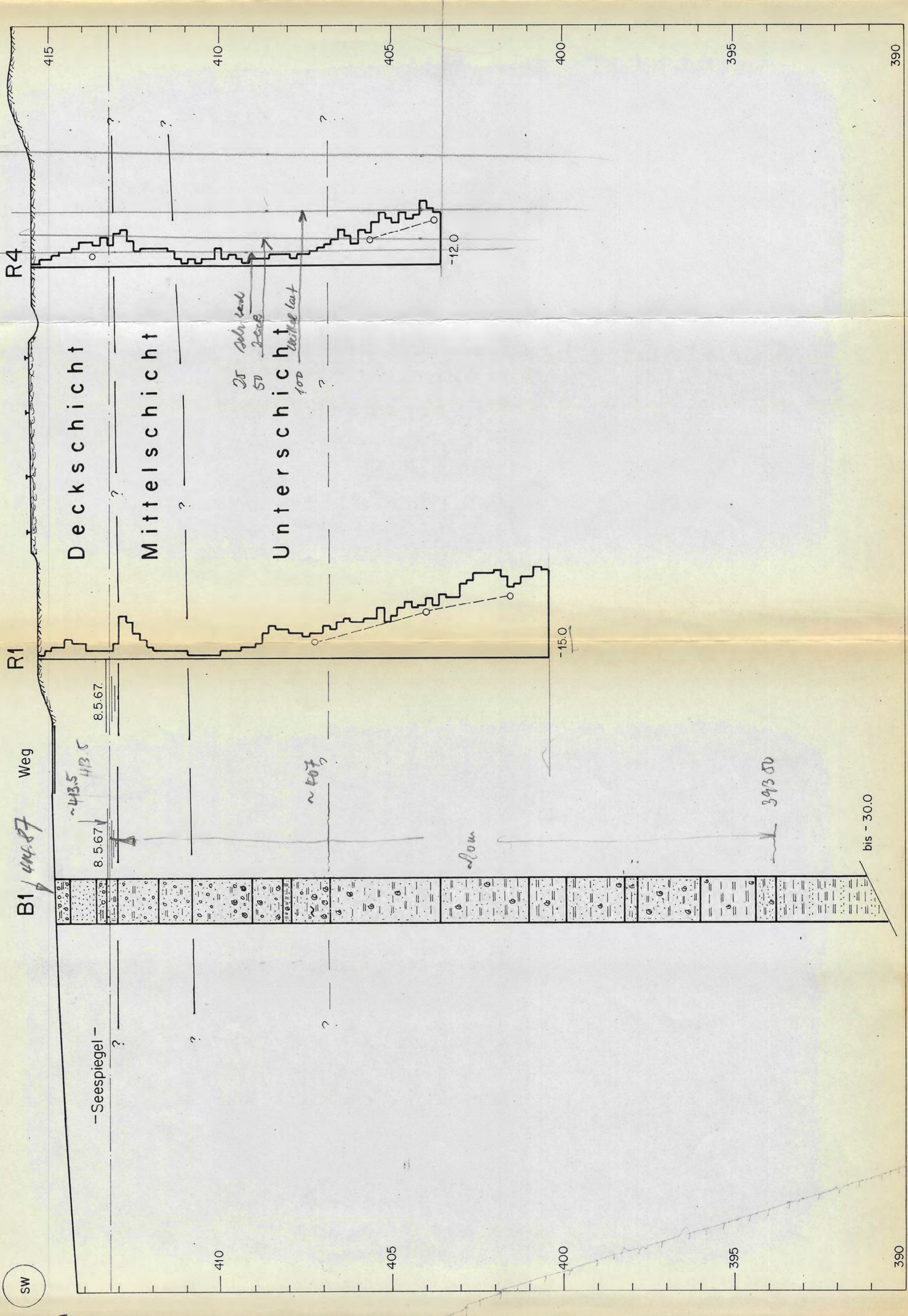


Widerstand nach Heben der Sonde um 30 cm und Nachschlagen um 20 cm.  
 5.1.63 Wasserspiegel mit Datum

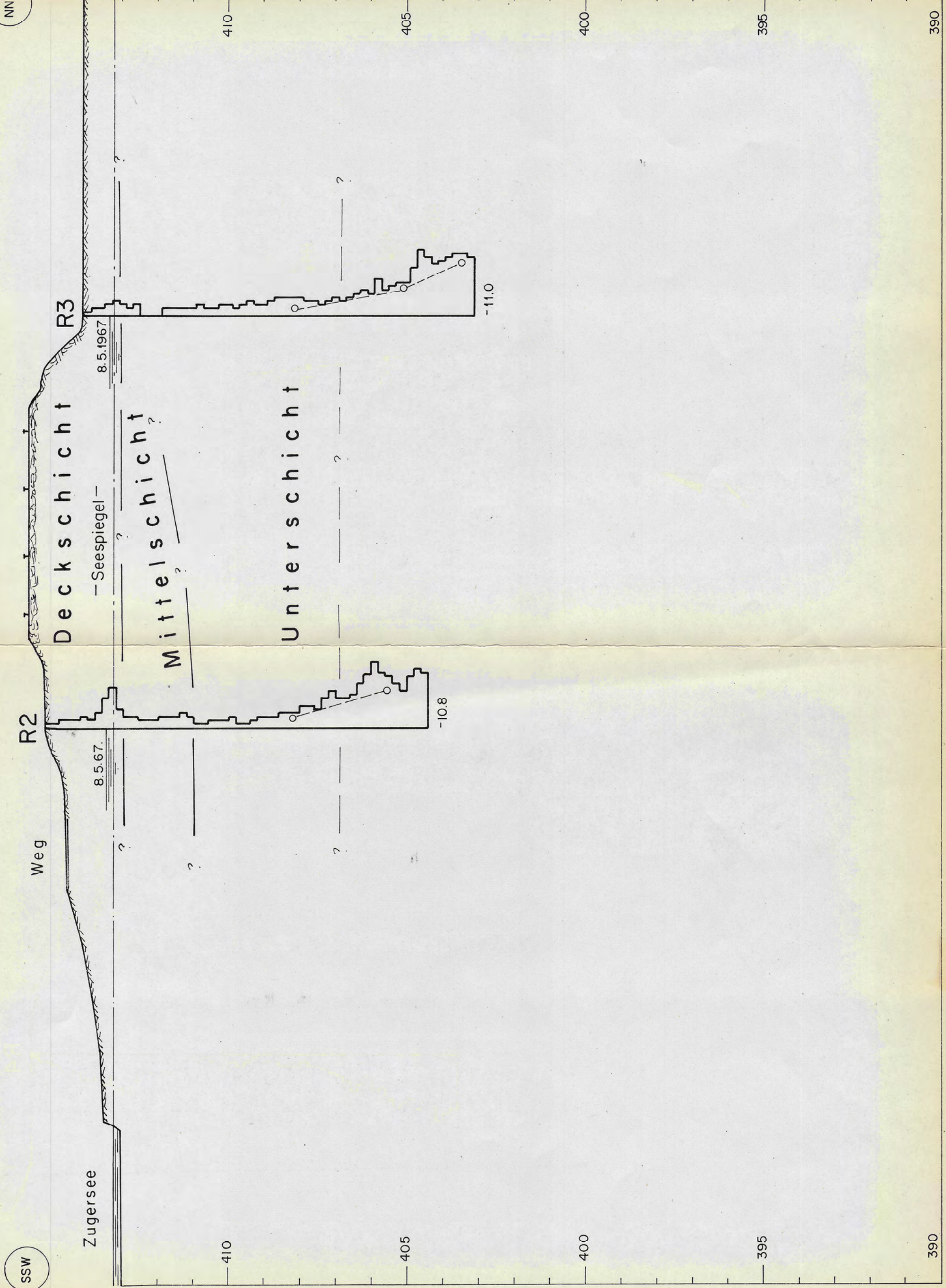
- Terrainoberfläche, Humus
- Silt
- Ton
- toniger Silt (Lehm)
- Torf, organische Beimengung
- Kies
- Sand



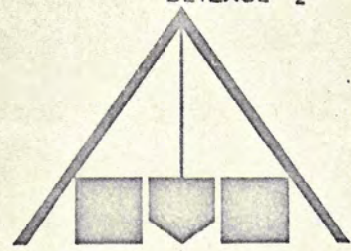
### PROFIL 1



### PROFIL 2



BAUHERR: KANT. BAUAMT ZUG  
OBJEKT: NEUE LORZEBRUECKE SBB BEI ZUG



GEBR. MENGIS, BOHRUNTERNEHMUNG

# BOHRPROFIL NR. 1

MASSTAB: 1 : 100

MEERESHÖHE: 414.87 M Ü. M. KOORD: 680 250/ 225 630 BM: MORELLI PLAN-NR: 64110-65 LUZERN, 6. 6. 67 MB

BOHRUNG	TIEFE	PROFIL	BODENART	BEMERKUNGEN
ø 200 MM	0.50		OBEN GRAUER, UNTEN BRAUN-GELBER, LEICHT SILTIGER SAND MIT REICHLICH KIES, KORN KANTIG-GERUNDET	AUFFÜLLUNG
	1.20		GELB-BRAUNER, LEICHT SILTIGER SAND (MEIST FEINSAND)	
	1.50		GELB-BRAUNER, LEICHT SILTIGER SAND MIT REICHLICH KIES, KORN KANTENGERUNDET-GERUNDET	6. 5. 67
	1.80		DUNKELBRAUNER, TONIGER BIS LEICHT TONIGER SILT, VEREINZELT SAND UND FEINKIES, (ALTE HUMUS-SCHICHT)	
	3.00		GRAU-BRAUNER SAND MIT VIEL KIES, KORN KANTENGERUNDET BIS RUND ø 5 CM, MIT LEICHT TONIG-SILTIGEN PARTIEN	BACHABLAGERUNGEN
	4.00		GRAUER, MEIST SAUBERER, Z. T. LEICHT TONIG-SILTIGER SAND MIT UNREGELMÄSSIG, MEIST ABER REICHLICH KIES, KORN KANTENGERUNDET BIS RUND, ø 5 CM	8.0 . 10 <sup>-3</sup> <i>aus</i>
	5.80		GRAUER, LEICHT TONIG-SANDIGER SILT MIT OBEN REICHLICH, UNTEN WENIG KIES, KORN MEIST ANGERUNDET-RUND, EINSCHLÜSSE VON SAUBEREM SAND, UNTEN WENIG ORGANISCHE BEIMENGUNGEN UND SCHNECKENSCHALEN.	5. 50
	8.10		GRAUER, Z. T. GRAU-BRAUNER, LEICHT TONIGER BIS TONIGER SILT MIT REICHLICH FEINSAND UND VEREINZ. KIESKÖRNERN, KORN KANTENGERUNDET BIS GERUNDET, ORG. BEIMENGUNGEN UND SCHNECKENSCHALEN NACH UNTEN EHER ZUNEHMEND, MATERIAL HAT Z. T. SEEKREIDEÄHNLICHE KONSISTENZ, Z. T. SCHICHTUNG ERKENNBAR. VON 6. 70 BIS 6. 90 ANHÄUFUNG VON ORG. BEIMENGUNGEN UND TORFRESTEN	6. 30 2.5 . 10 <sup>-4</sup>
	11.30		GRAUER TONIGER SILT MIT WENIG FEINSAND, OBEN NOCH WENIG ORG. BEIMENGUNGEN UND SCHNECKENSCHALEN, NACH UNTEN ABNEHMEND, ETWAS FESTER.	UNREINE SEEKREIDE 10. 10 3.0 . 10 <sup>-4</sup> 10. 85
	ø 175 MM	13.90		GRAU-BRAUNER BIS BRAUNER, LEICHT TONIGER SILT BIS FEINSAND, VEREINZELT ORG. BEIMENGUNGEN UND SCHNECKENSCHALEN, Z. T. SCHICHTUNG ERKENNBAR.
15.00			WIE OBEN ; BRAUN, MIT REICHLICH SAND	15. 20 1.0 . 10 <sup>-4</sup> 15. 95
16.70			GRAU-BRAUNER BIS BRAUNER, LEICHT TONIGER SILT BIS FEINSAND, VEREINZELT ORG. BEIMENGUNGEN UND SCHNECKENSCHALEN, Z. T. SCHICHTUNG ERKENNBAR.	
17.10			WIE 13. 90 BIS 15. 00	
19.00			WIE 11. 30 BIS 13. 90 ; ETWAS SANDIGER UND FESTER. VERMEHRT SCHNECKENSCHALEN	SEEBODENABLAGERUNGEN
ø 145 MM	19.00		GRAU-BRAUNER, UNTEN GRAUER, TONIGER SILT, VEREINZELT SCHNECKENSCHALEN, RELATIV FEST; GESCHICHTET	3.0 . 10 <sup>-3</sup>
	20.60		WIE OBEN , MIT REICHLICH SAND	
	21.20		GRAUER TONIGER SILT, GESCHICHTET, RELATIV FEST, EINZELNE PARTIEN ENTHALTEN WENIG FEINSAND. DAS MATERIAL IST MIT SEHR DÜNNEN FEINSANDSCHICHTEN DURCHZOGEN. BEI 29. 90 ; REICHLICH ORG. BEIMENGUNGEN	< 10 <sup>-4</sup>
	30.00			< 10 <sup>-4</sup>

UNGESTÖRTE BODENPROBE  
 K-WERT IN CM/SEK.

GEOLOGISCHE ANGABEN : DR. M. LISZKAY, GEOLOGE,  
A. WOERLEN, DIPL. BAUING, ETH, GEOTECHN. BÜRO  
DR. A. VON MOOS, ZÜRICH





**GEOTEST**

Geotechnisches Büro  
• Dr. Armin von Moos - Zürich

• Neue Lorzebrücke SBB - Zug  
Probenuntersuchung

Bericht Nr. 67-57

**GEOTEST AG BERN**

Baugrundexpertisen  
Fundationsberatung  
Geophysik

3052 Zollikofen  
Birkenstraße 15  
Telefon 031 57 20 74

Geotechnisches Büro  
Dr. Armin von Moos  
Zürich

Neue Lorzebrücke SBB - Zug  
Auftrag Dr. von Moos Nr. 1829

Probenuntersuchung

Bericht Nr. 67-57  
Zollikofen, 22.6.67

GEOTEST AG BERN  
Bearbeiter: Bent Hansen

## Bericht

Am 16.5.67 erhielten wir den Auftrag, an den 3 Proben

P1	5.50 - 6.30 m	(Geotest Labor Nr. 2820)
P2	10.10 - 10.85 m	(Geotest Labor Nr. 2821)
P3	15.20 - 15.95 m	(Geotest Labor Nr. 2822)

folgende Laboruntersuchungen auszuführen:

- 1-2 Klassifikationsversuche (Kornverteilung, Konsistenzgrenzen nach Atterberg, spez. Gewicht, Wassergehalt) je nachdem das Material variiert oder nicht.
- 2 Setzungsversuche im Oedometer
- 1 einfacher Durckversuch.

Die Untersuchungen wurden vom Mai - Juni in unserem Labor durchgeführt. Die Resultate gehen aus dem Anhang hervor. An der Probe Nr. 2820 war die Bestimmung der Konsistenzgrenzen nicht möglich.

## Anhang

- Versuchsprotokolle (13 Blätter)

GEOTEST AG BERN

Der Geschäftsführer:

Der Bearbeiter:

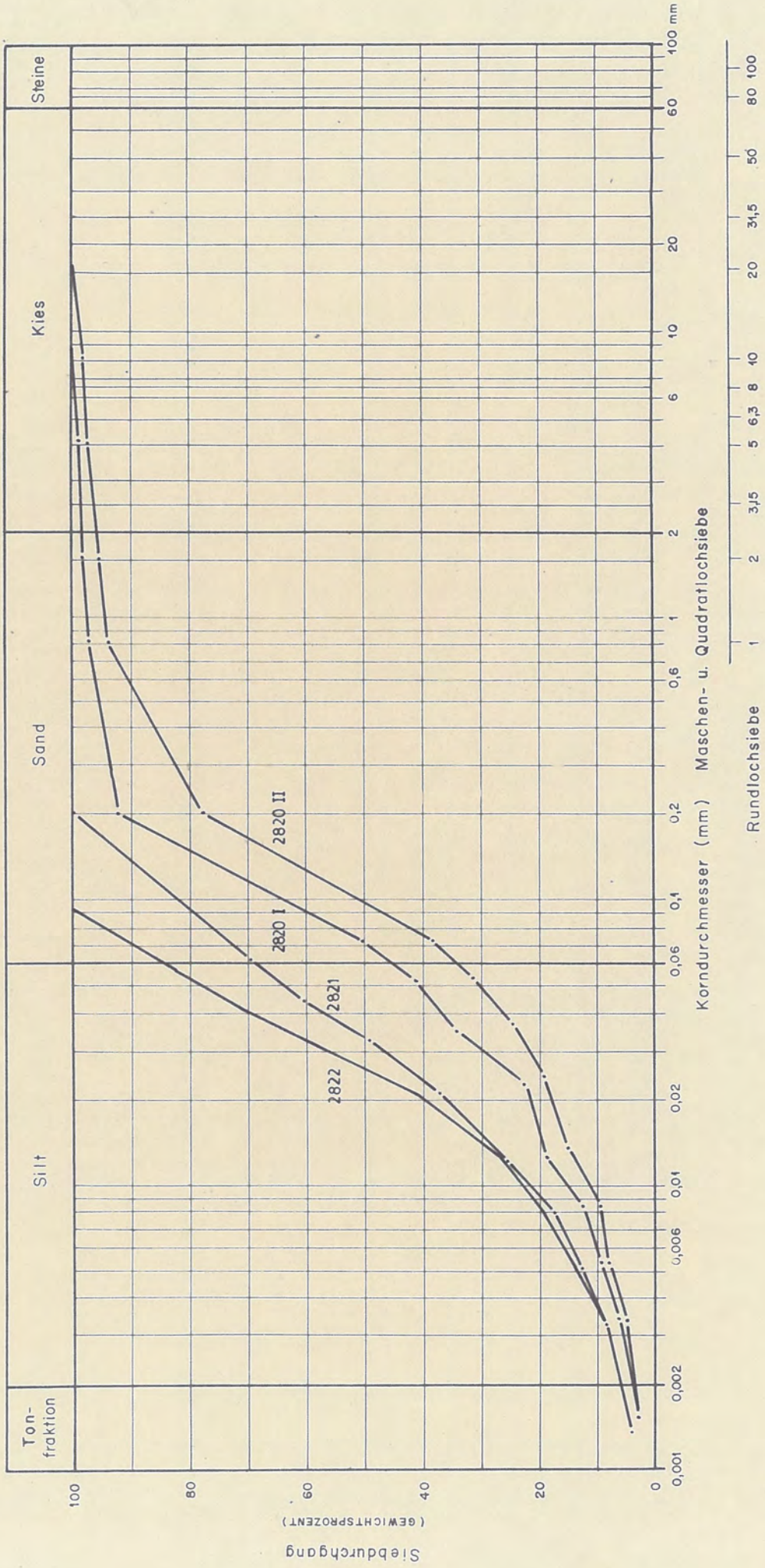
*H. Stumpf*  
*Bent Hauke*

# Kornverteilungskurven

Herkunft: Neue Lorzebrücke SBB Zug

Auftrag Nr. 67-57

Labor Nr. \_\_\_\_\_

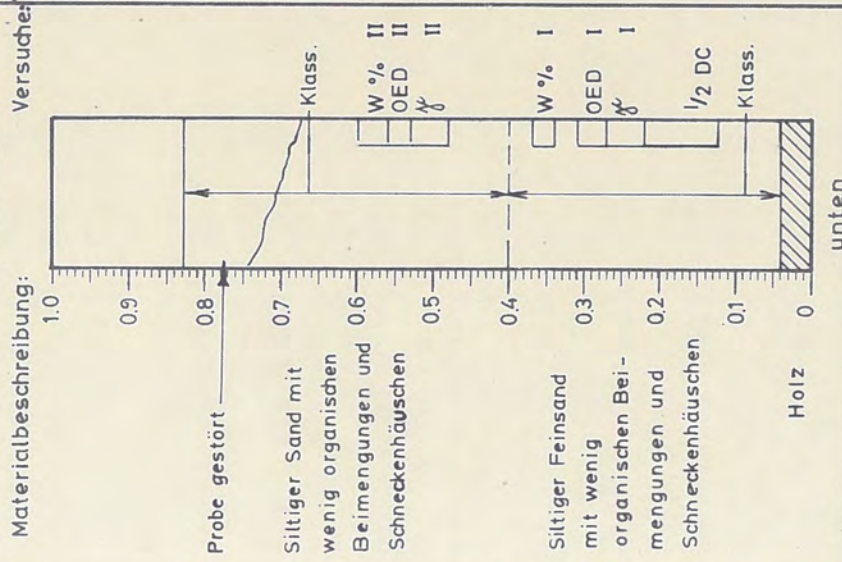


PI OK - 5.50 ÷ 6.30

Ton	Silt	Sand	Kies	W	LL	PL	PI	$\gamma_e$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	k	$M_E$	$M_E'$	$\varphi'$	$c'$	$\frac{1}{2}dc$	Kon	Klass. nach USCS
%				%	%			$g/cm^3$	$g/cm^3$		cm/s	$kg/cm^2$	$kg/cm^2$	$^\circ$	$kg/cm^2$	$kg/cm^2$		
4	30	62	4	63.4 73.4 58.4					2.60		$2.2 \cdot 10^{-7}$							SM-ML
				61.0 65.2 72.0				1.50 1.59	0.87 1.00		$1.4 \cdot 10^{-7}$							
4	41	53	2	70.5				1.58 1.53	0.95 0.89						0.29			SM-ML

Skizze 1:10

$\varnothing$  mm 65



**LEGENDE:** W% = Natürl. Wassergehalt  
 LL = Fließgrenze  
 PL = Ausrollgrenze  
 PI = Plastizitätsindex  
 $\gamma_e$  = Feuchtraumgewicht  
 $\gamma_d$  = Trockenraumgewicht  
 $\gamma_s$  = Spez. Gewicht

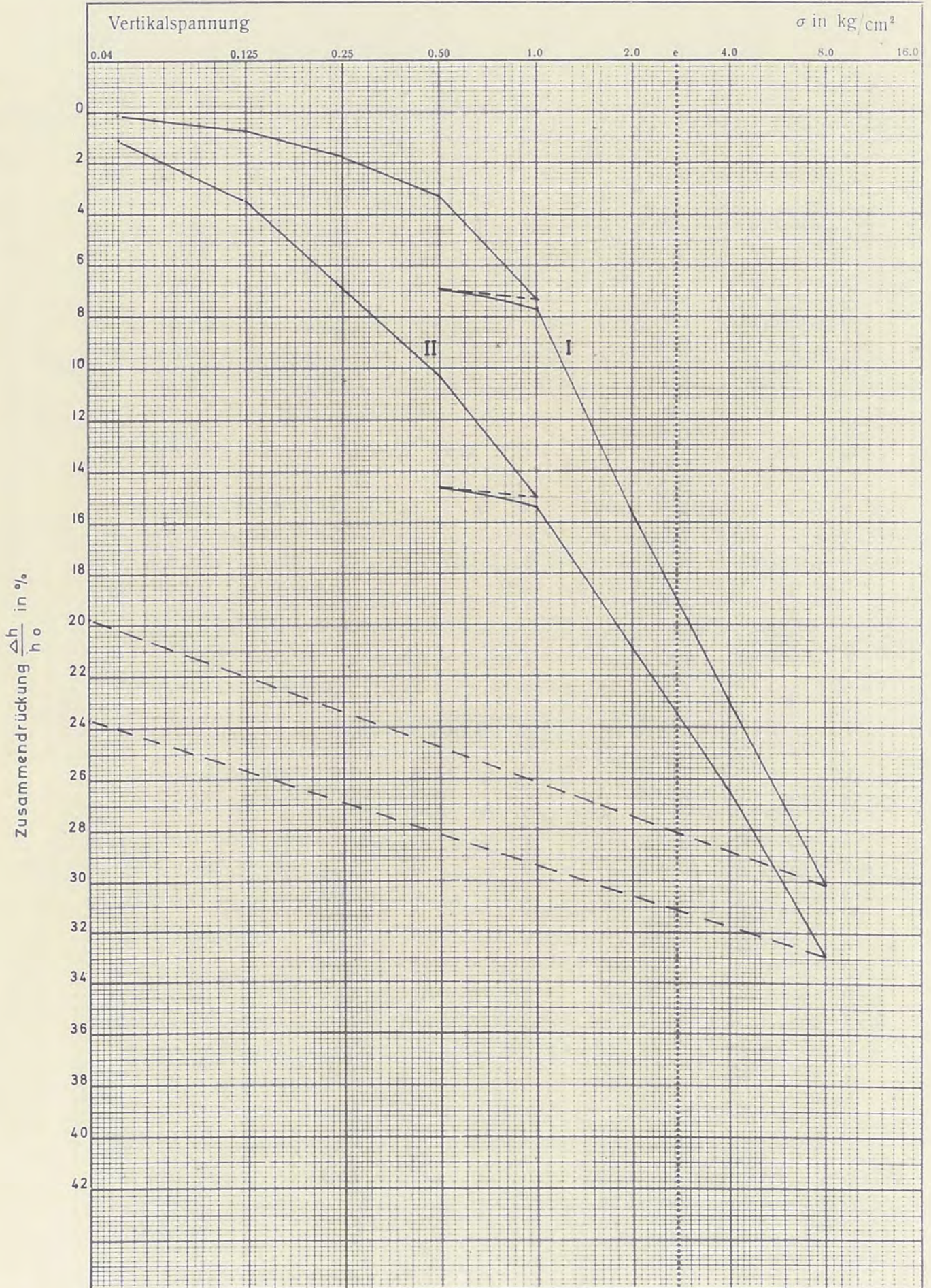
k = Durchlässigkeitskoeffizient  
 $M_E$  = Zusammendrückbarkeitskoeffizient  
 $M_E'$  = " " bei Wiederbelastung  
 $\varphi'$  = Innerer Reibungswinkel  
 $c'$  = Kohäsion  
 $\frac{1}{2}dc$  = Scherfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung  
 Kon = Scherfestigkeit mit Fallkonus

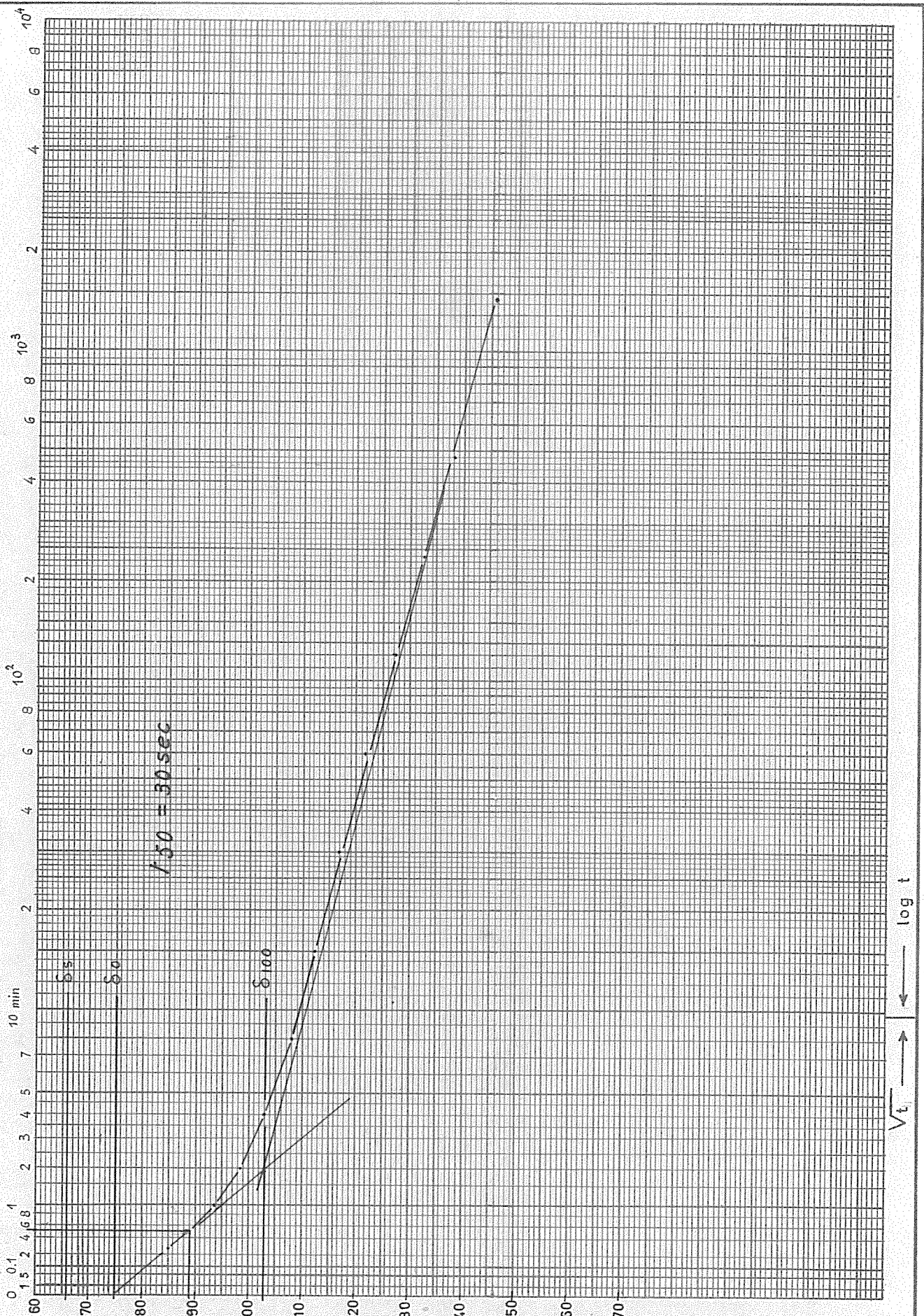
ZUSAMMENDRÜCKUNGSDIAGRAMM

Betrifft: LORZEBRÜCKE

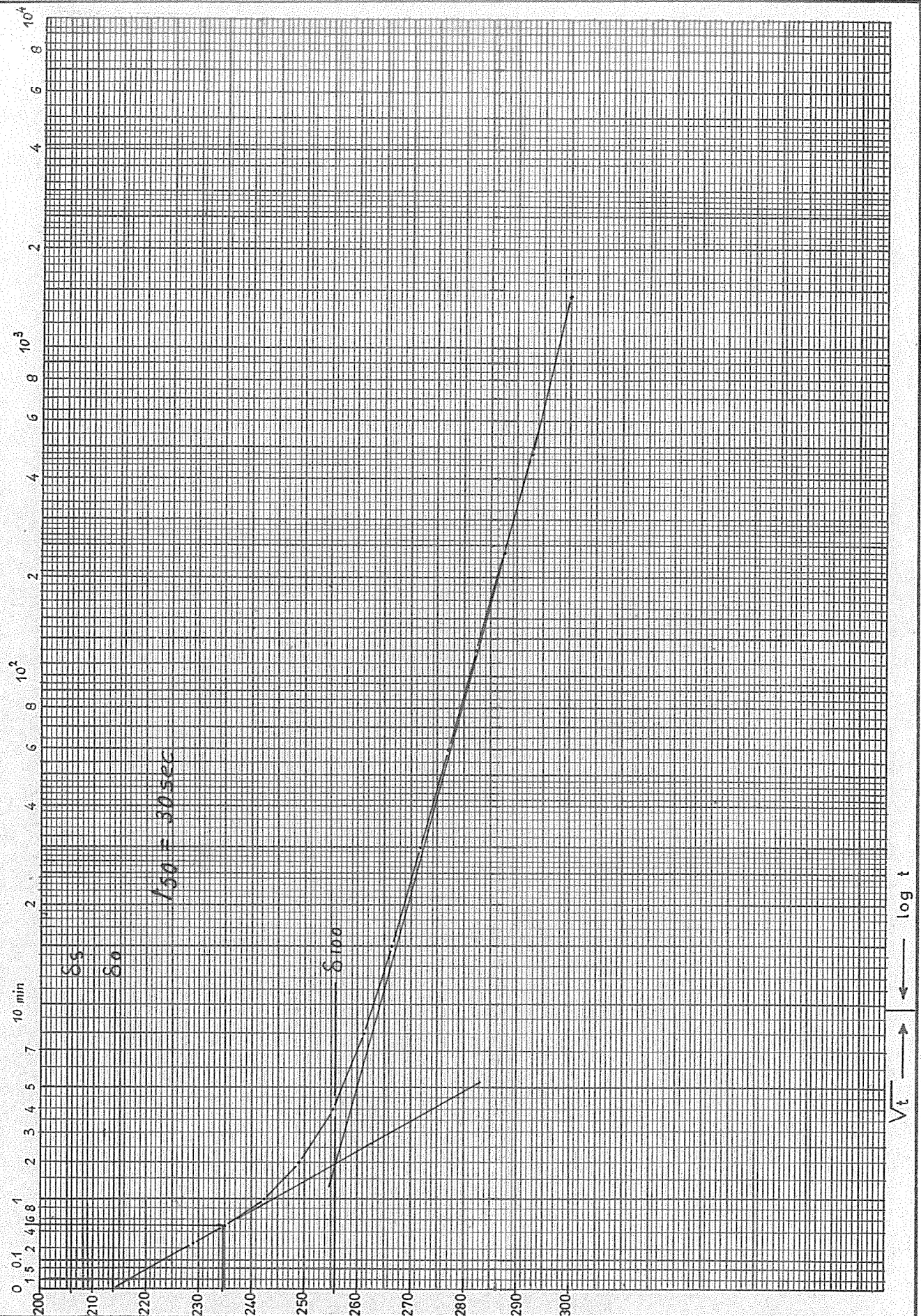
Probe Nr. 2820

Datum 9. 6. 67





Konsolidationskoeff. $C_v$ : $5.1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$				Primärsetzung: 1.4 %		
Durchlässigkeitskoeff. $k$ : $1.4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$				Belastungsstufen: 5-10 $\text{t/m}^2$		
<b>GEOTEST.AG</b>				<b>Zeitsetzungskurve</b>		
Bohrung: P 1		Tiefe: 5.5-6.3 m		Kote:		
Versuch: I	Dat.: 8.6.67.	Gez.:	Dat.:	Auftrag: 67-57		
Kontr.:	Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2020	Versuch: I	Beil.Nr.:



Konsolidationskoeff. $C_v$ :			$5.1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$		Primärsetzung:		2.1 %	
Durchlässigkeitskoeff. $k$ :			$2.2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$		Belastungsstufen:		5-10 $\text{t/m}^2$	
<b>GEOTEST.AG</b>					<b>Zeitsetzungskurve</b>			
Bohrung: P 1		Tiefe: 5.5-6.3 m		Kote:				
Versuch: II	Dat.: 8.6.67	Gez.: -	Dat.:	Auftrag: 67-57				
Kontr.:	Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2820		Versuch: II		Beil.Nr.:



# Geotest AG Bern

Zollikofen, Birkenstrasse 15.

Ungestörte Bodenprobe

Herkunft: LORZEBRÜCKE

P 2 OK - 10.10 + 10.85

Auftrag Nr. 67-57

Labor Nr. 2821

Skizze 1:10 Ø mm <u>65</u>	Ton	Silt	Sand	Kies	W	LL	PL	PI	γ <sub>e</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>s</sub>	k	M <sub>E</sub>	M <sub>E</sub> '	φ'	c'	1/2dc	Pen	Klass.
	%				%	%	%	%	g/cm³			cm/s	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	nach USCS

Materialbeschreibung: Versuch: Penetrom.: OED II W% II II Penetrom.: I OED I W% I I Klass.: 6 53 31 - 43.5	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	unten	1/2 DC

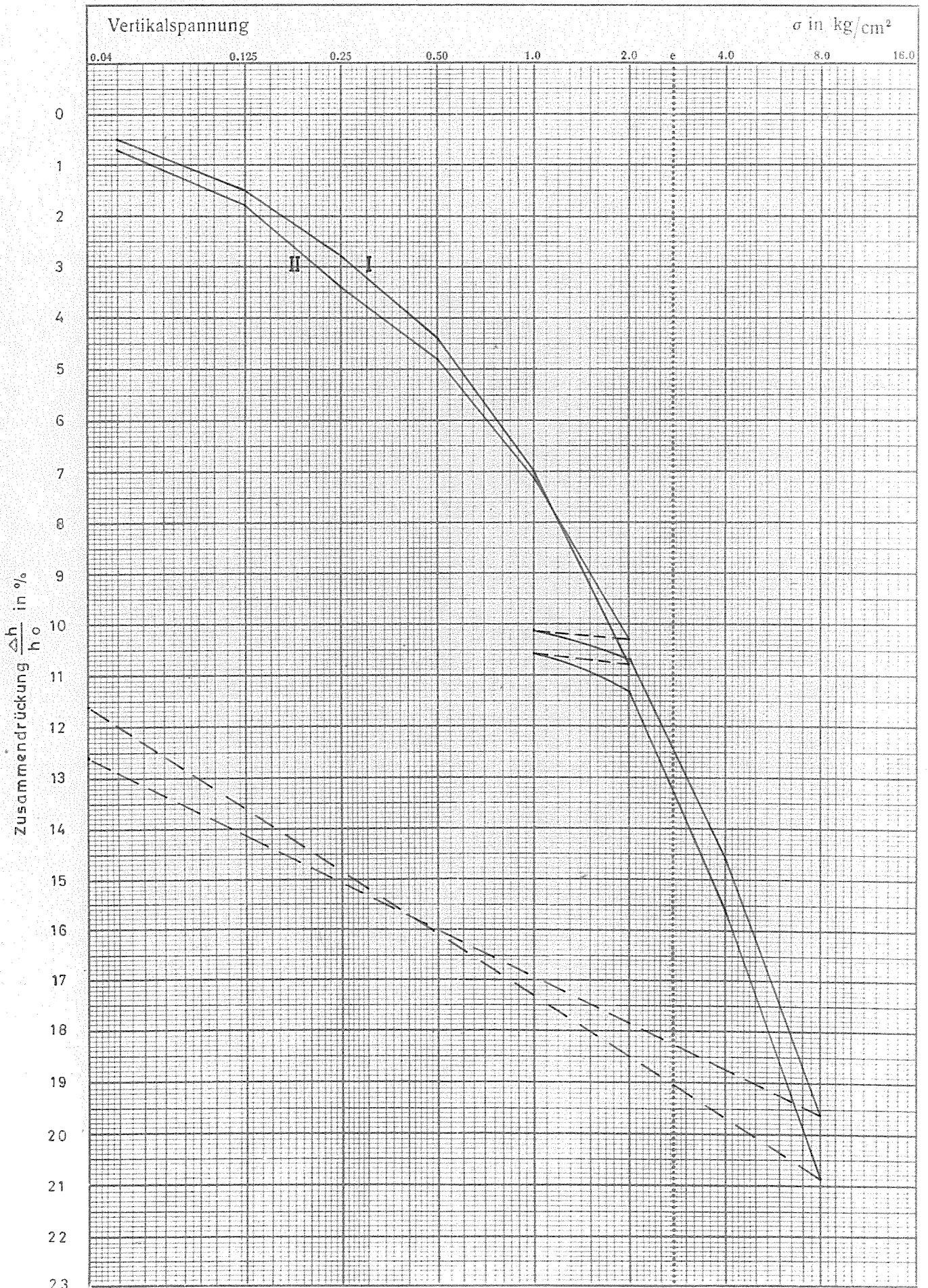
## LEGENDE:

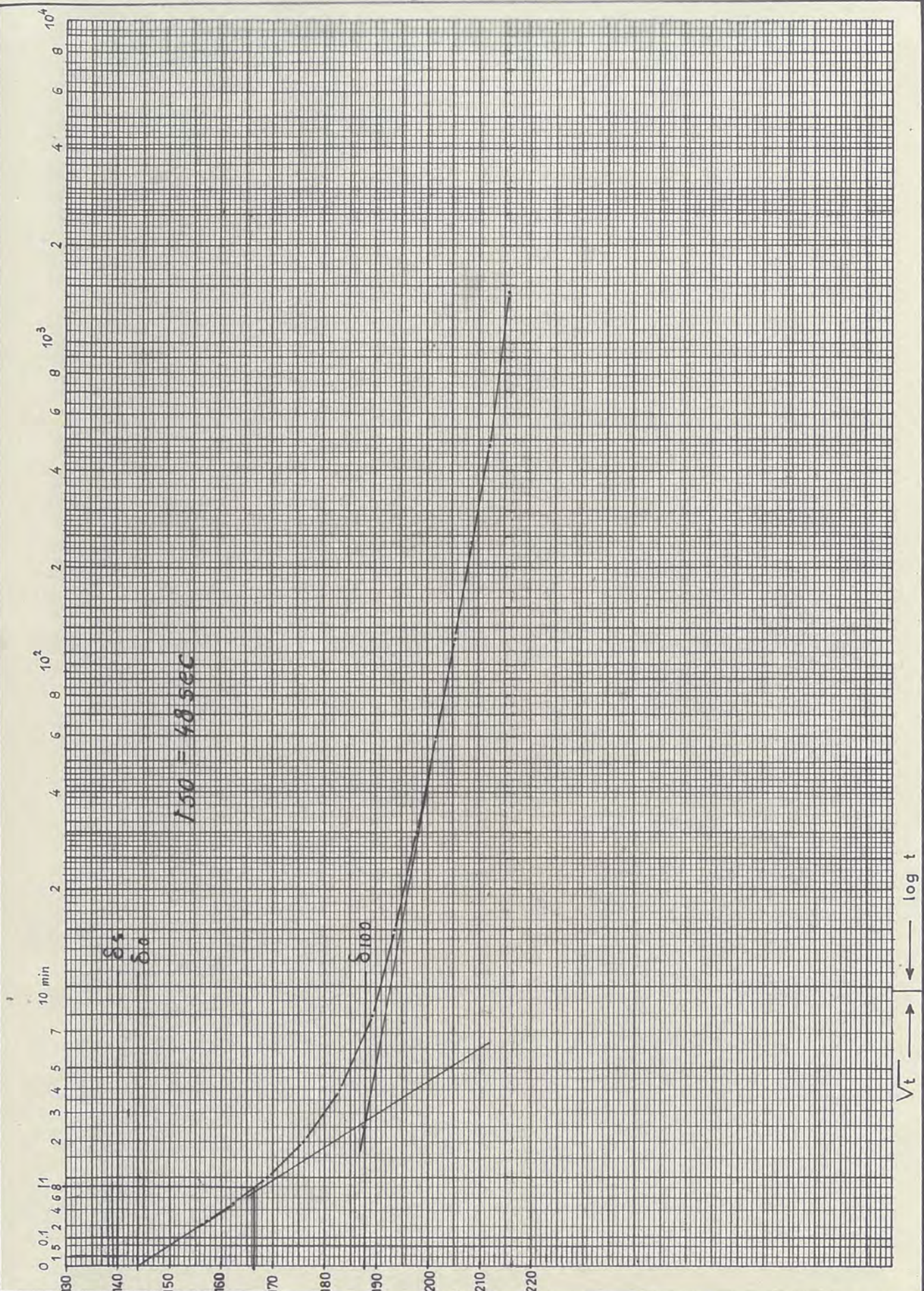
- W% = Natürl. Wassergehalt
- LL = Fließgrenze
- PL = Ausrollgrenze
- PI = Plastizitätsindex
- γ<sub>e</sub> = Feuchtraumgewicht
- γ<sub>d</sub> = Trockenraumgewicht
- γ<sub>s</sub> = Spez. Gewicht
- k = Durchlässigkeitskoeffizient 1.0 - 2.0 kg/cm²
- ME = Zusammendrückbarkeitskoeffizient
- ME' = " " bei Wiederbelastung
- φ' = innerer Reibungswinkel
- c' = Kohäsion
- 1/2dc = Scherfestigkeit bei unbehindeter Seitenausdehnung
- Kon = Scherfestigkeit mit Fallkonus

# ZUSAMMENDRÜCKUNGSDIAGRAMM

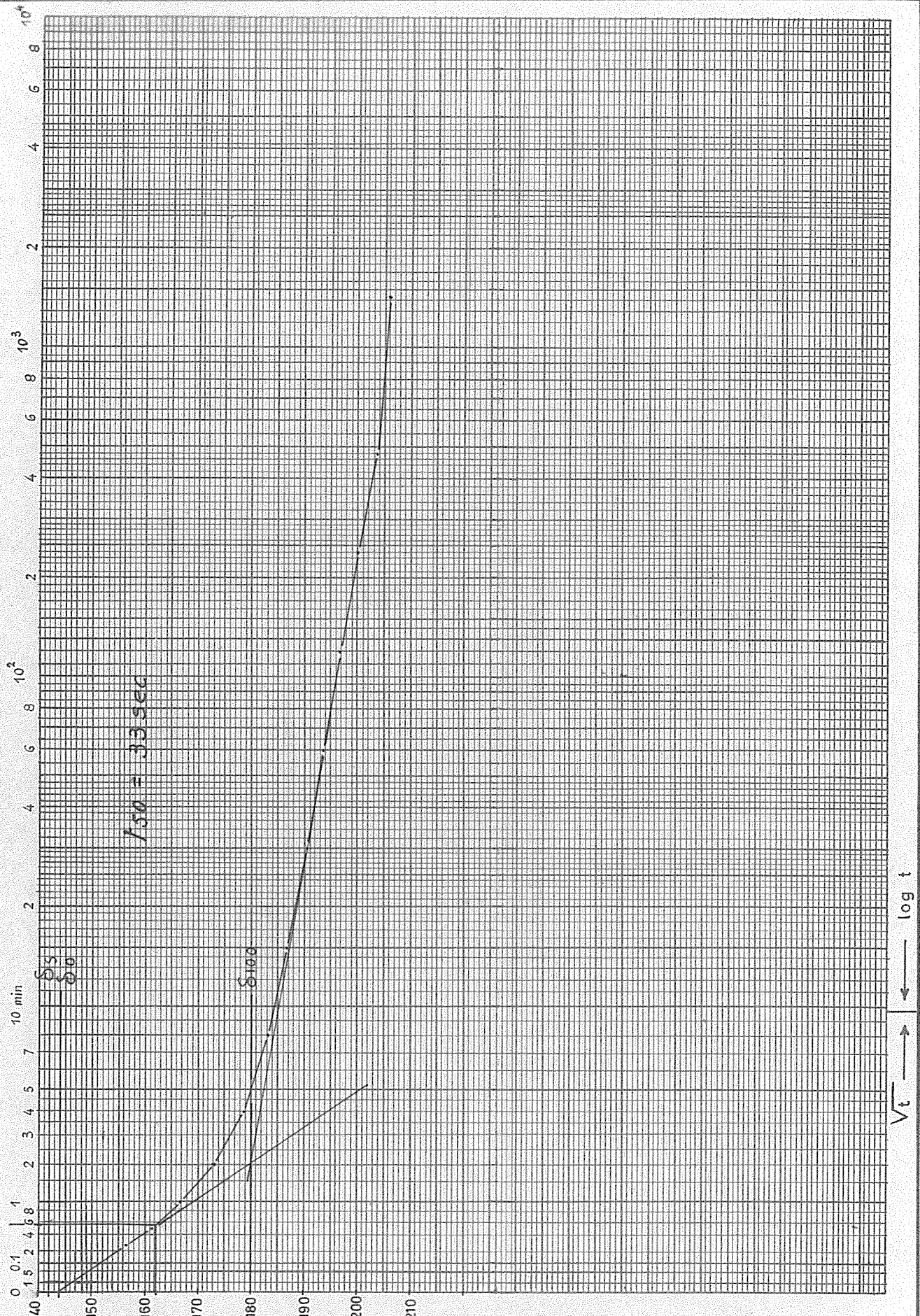
Betrifft: LORZEBRÜCKE

Probe Nr. 2821  
Datum 9. 6. 67





Konsolidationskoeff. $C_v$ :		$3.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$		Primärsetzung:		2.2 %	
Durchlässigkeitskoeff. $k$ :		$7.1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$		Belastungsstufen:		10 - 20 t/m <sup>2</sup>	
<b>GEOTEST. AG</b>				<b>Zeitsetzungskurve</b>			
Bohrung: P 2		Tiefe: 10.1-10.85 m		Kote:			
Versuch: I	Dat.: 8. 6. 67	Gez.:	Dat.:	Auftrag: 67 - 57			
Kontr.:	Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2821	Versuch: I	Beil.Nr.:	



Konsolidationskoeff. $C_v$ : $4.7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$			Primärsetzung: 1.8 %		
Durchlässigkeitskoeff. $k$ : $8.4 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$			Belastungsstufen: 10 - 20 t/m <sup>2</sup>		
<b>GEOTEST. AG</b>			<b>Zeitsetzungskurve</b>		
Bohrung: P 2		Tiefe: 10.1-10.85 m		Kote:	
Versuch: II	Dat.: 8.6.67	Gez.:	Dat.:	Auftrag: 67-57	
Kontr.:	Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2021	Beil.Nr.:

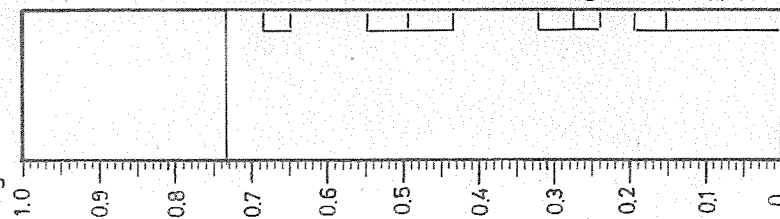
P 3 OK - 15.20 ÷ 15.90m

Ton		Silt	Sand	Kies	W	LL	PL	PI	$\xi_e$	$\xi_d$	$\xi_s$	k	M <sub>E</sub>	M <sub>E</sub> '	$\varphi'$	c'	1/2 dc	Pen	Klass.
%		%	%	%	%	%	%		g/cm <sup>3</sup>	cm/s	kg/cm <sup>2</sup>	cm/s	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	°	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	nach USCS
					40.8													0.25	
					44.2				1.77	1.23		8.8 · 10 <sup>-8</sup>							
					39.2				1.83	1.31									
6	78	16	—			35.7	25.0	10.7	1.77	1.23	2.66								ML
					43.9				1.76	1.24		1.1 · 10 <sup>-7</sup>						0.50	
					41.7														
					42.4														
					38.5				1.98	1.43							0.64		

Skizze 1:10

Ø mm 63

Materialbeschreibung: Versuchs:



Leicht toniger  
Silt mit wenig  
Feinsand.

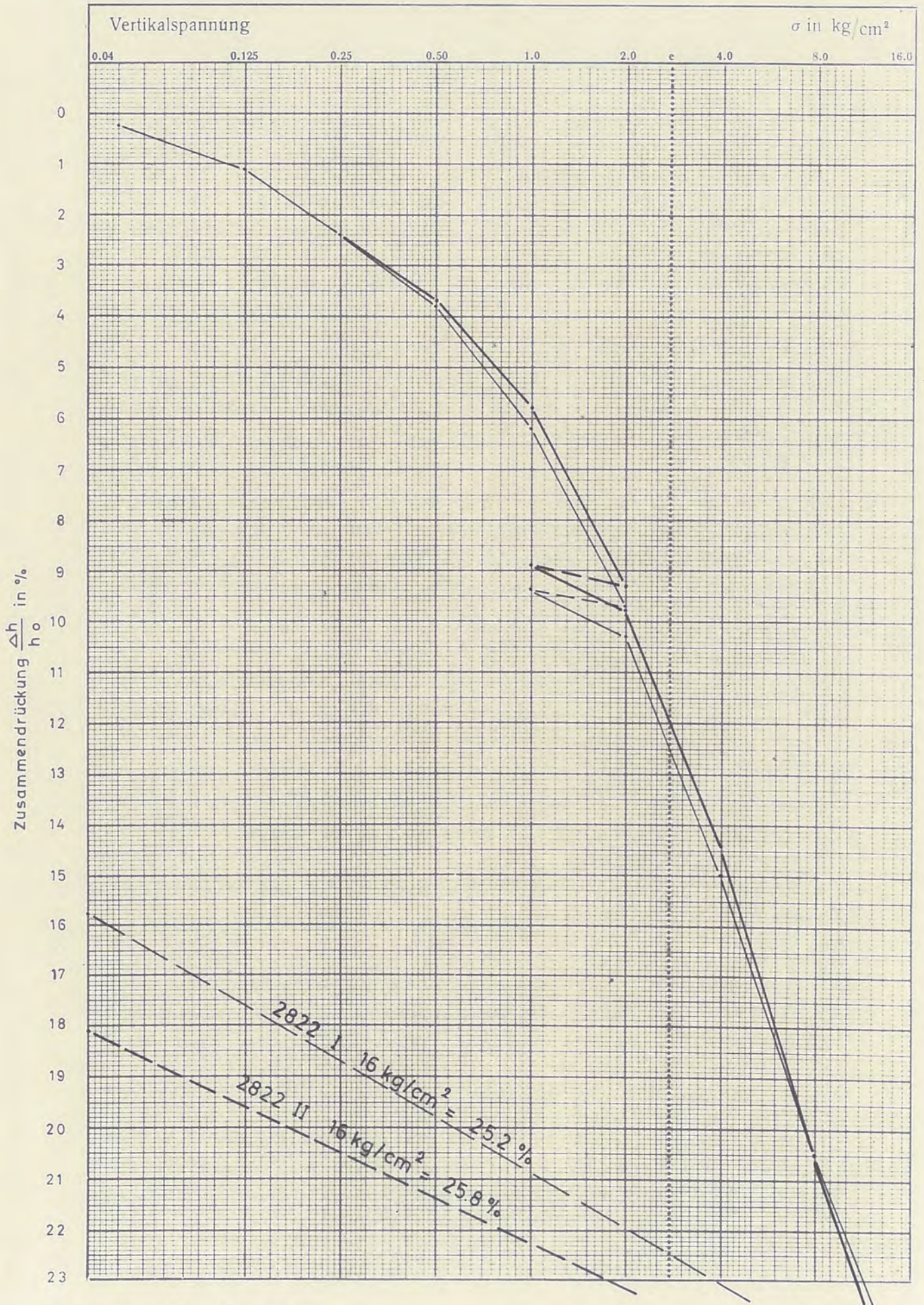
unten

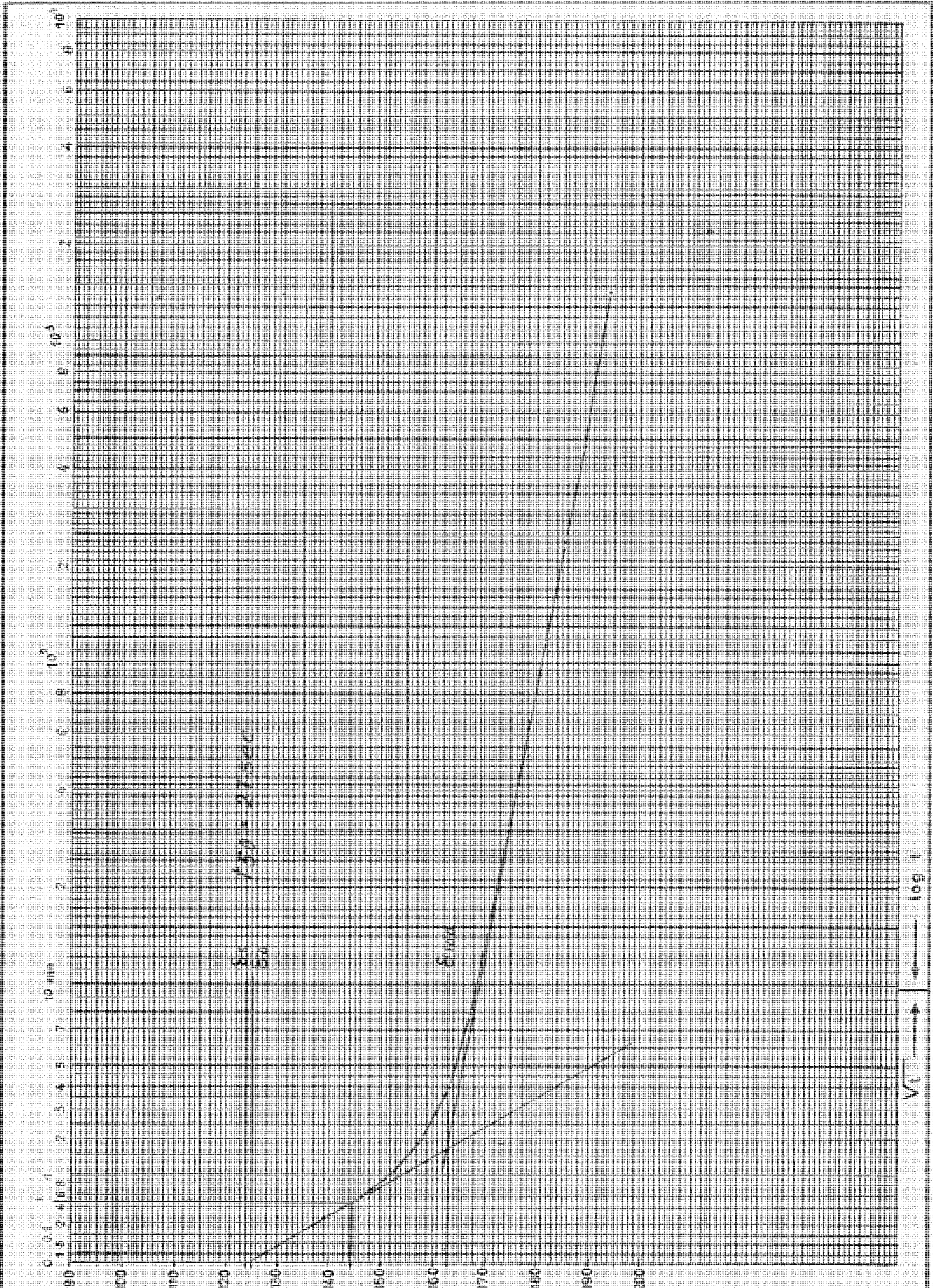
- LEGENDE:** W% = Natürl. Wassergehalt  
 LL = Fließgrenze  
 PL = Ausrollgrenze  
 PI = Plastizitätsindex  
 $\xi_e$  = Feuchtraumgewicht  
 $\xi_d$  = Trockenraumgewicht  
 $\xi_s$  = Spez. Gewicht  
 k = Durchlässigkeitskoeffizient 1.0 - 2.0 kg/cm<sup>2</sup>  
 M<sub>E</sub> = Zusammendrückbarkeitskoeffizient  
 M<sub>E</sub>' = " " bei Wiederbelastung  
 $\varphi'$  = Innerer Reibungswinkel  
 c' = Kohäsion  
 1/2 dc = Scherfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung  
 Kon = Scherfestigkeit mit Fallkonus

ZUSAMMENDRÜCKUNGSDIAGRAMM

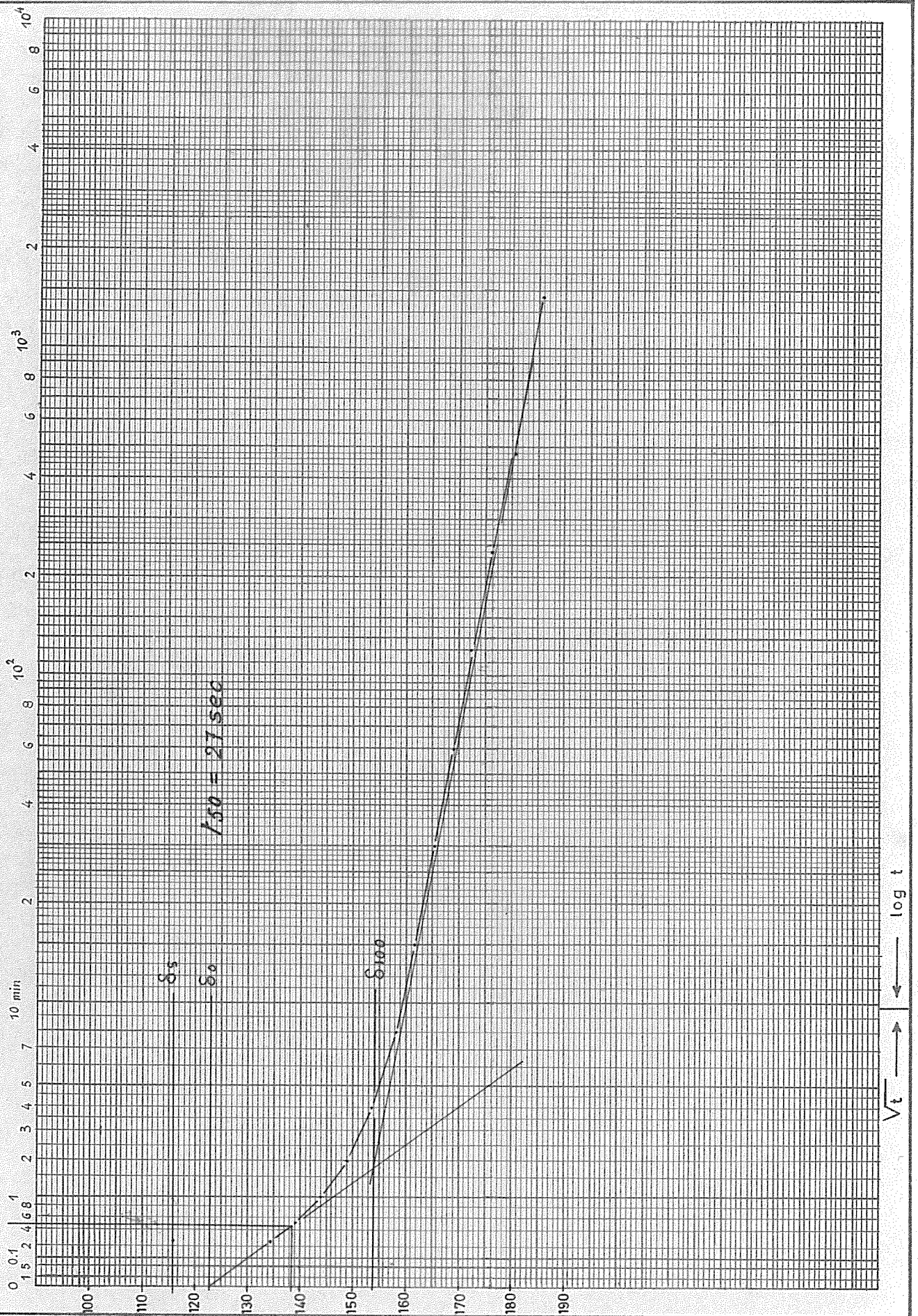
Betrifft: Lorzebrücke P 3 - 15.20 - 15.95 m

Probe Nr.  
Datum 8.6.1967.





Konsolidationskoeff. $C_v$ :		$5.7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$		Primärsetzung:		1.9 %	
Durchlässigkeitskoeff. $k$ :		$1.1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$		Belastungsstufen:		10 - 20 $\text{t/m}^2$	
<b>GEOTEST. AG</b>				<b>Zeitsetzungskurve</b>			
Bohrung: P 3		Tiefe: 15.2-15.95 m		Kote:			
Versuch: I	Dat.: 8.6.67	Gez.:	Dat.:	Auftrag: 67-57			
Kontr.:	Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2822	Versuch: I	Beil.Nr.:	



Konsolidationskoeff. $C_v$ :		$5.7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$		Primärsetzung:		1.55 %	
Durchlässigkeitskoeff. $k$ :		$8.8 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$		Belastungsstufen:		10 - 20 $\text{t/m}^2$	
<b>GEOTEST.AG</b>				<b>Zeitsetzungskurve</b>			
Bohrung: P 3		Tiefe: 15.2-15.95 m		Kote:			
Versuch: II		Dat.: 9.6.67	Gez.:	Dat.:	Auftrag: 67-57		
Kontr.:		Dat.:	Gen.:	Dat.:	Lab.Nr.: 2022	Versuch: II	Beil.Nr.: