

DECKBLATT

	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	N N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
EU 438	9K	331921	5100	GHS	RB	0006	00

Titel der Unterlage: Endlager Konrad
 Schachtverfüllung/Alte Bohrungen
 Bericht Teil D
 Nachweis der Machbarkeit der Schachtverfüllung
 (Mineralische Abdichtung und Stützsäule)

Seite: I.
Stand: 09.08.1991

Ersteller:


Textnummer:

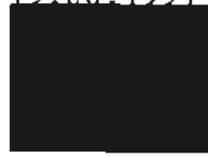
Stempelfeld:

PSP-Element TP.....: 212820000

zu Plan-Kapitel: 4.2

PL

15.08.1991



Freigabe für Behörden

PL

15.08.1991



Freigabe im Projekt

Diese Unterlage unterliegt samt Inhalt dem Schutz des Urheberrechts sowie der Pflicht zur vertraulichen Behandlung auch bei Beförderung und Vernichtung und darf vom Empfänger nur auftragsbezogen genutzt, vervielfältigt und Dritten zugänglich gemacht werden. Eine andere Verwendung und Weitergabe bedarf der ausdrücklichen Zustimmung des BfS.

Revisionsblatt

BfS

EU 438	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	N N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
	9K	331921	5100	GHS	RB	0006	00

Titel der Unterlage:

Endlager Konrad
 Schachtverfüllung/Alte Bohrungen
 Bericht Teil D
 Nachweis der Machbarkeit der Schachtverfüllung
 (Mineralische Abdichtung und Stützsäule)

Seite:

II.

Stand:

09.08.1991

Rev.	Revisionsst. Datum	verant. Stelle	Gegenzeichn. Name	rev. Seite	Kat. *)	Erläuterung der Revision

*) Kategorie R = redaktionelle Korrektur
 Kategorie V = verdeutlichende Verbesserung
 Kategorie S = substantielle Änderung
 Mindestens bei der Kategorie S müssen Erläuterungen angegeben werden.



Endlager Konrad
Schachtverfüllung / Alte Bohrungen

Bericht Teil D
Nachweis der Machbarkeit der Schachtverfüllung
(Mineralische Abdichtung und Stützsäule)

Text, Abbildungen

Aachen, 09.08.1991

Der Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) erstellt. Das BfS behält sich alle Rechte vor. Insbesondere darf dieser Bericht nur mit Zustimmung des BfS zitiert, ganz oder teilweise vervielfältigt bzw. Dritten zugänglich gemacht werden.

Zusammenfassung

Die für die Erzgewinnung auf der Schachanlage Konrad abgeteufte Schächte Konrad 1 und Konrad 2 stellen Durchbrüche in den Barrierschichten der Unterkreide dar. Sie sind deshalb nach der Einlagerung der radioaktiven Abfallstoffe so dicht zu verschließen, daß zu keinem Zeitpunkt Radionuklide aus dem Endlager in unzulässigen Individualdosen in die Biosphäre gelangen können. Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad ist die Machbarkeit einer ausreichend dichten Verfüllung der beiden Schächte quantitativ nachzuweisen.

Im vorliegenden Bericht Teil D wird ein Konzept für die Verfüllung der Schächte vorgestellt und der Nachweis zur Erfüllung der Anforderungen für die Schachtbereiche innerhalb und unterhalb der Barrierschichten (Unterkreide) geführt.

Für den Bereich der Unterkreide ist die Abdichtung der Schächte Konrad mit einem Mineralgemisch vorgesehen. Diese mineralische Abdichtung hat die Aufgabe, den vom Schachtausbau befreiten und aufgeweiteten Schachtquerschnitt abzudichten und gleichzeitig auf die Schachtwand einen ausreichend großen Stützdruck zu erzeugen, um Auflockerungen des den Schacht umgebenden Gebirges zu verhindern bzw. zu begrenzen. Hierzu werden zwei Varianten vorgeschlagen. In beiden Varianten wird der Kernbereich des Schachtquerschnittes mit einem trocken eingebauten Mineralgemisch aus Kies, Füller und Bentonit verfüllt.

Bei der Variante A wird zwischen der Kernverfüllung und der Schachtwand eine dünne Gleitschicht aus wassergesättigtem Ton eingebaut, die ein Aufhängen des Kerns an der Schachtwand infolge Mantelreibung für eine gewisse Zeit verhindert. Dadurch wird in relativ kurzer Zeit ein ausreichend großer horizontaler Stützdruck auf die Schachtwand erzielt.

Bei der Variante B wird zwischen der Kernverfüllung und der Schachtwand ein Ring aus hochverdichtetem Bentonit eingebaut, der anschließend bewässert wird. Aufgrund des hohen Quellvermögens hochverdichteter Bentonite läßt sich auch bei dieser Variante in

kurzer Zeit ein ausreichend großer Stützdruck auf die Schachtwand erzielen.

Der Nachweis einer ausreichenden Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges im Bereich der Unterkreide besteht darin, daß der aus den Ergebnissen der Berechnungen der [REDACTED] zur Grundwasserbewegung und zur Radionuklidausbreitung für diesen Bereich abgeleitete Höchstwert für die mittlere Transmissivität nicht überschritten wird. Da die Transmissivität der verfüllten Schächte in beiden Varianten vernachlässigbar gering ist, reduziert sich dieser Nachweis auf das die Schächte umgebende Gebirge, in dem die Wasserdurchlässigkeit gegenüber der des ungestörten Gebirges erhöht ist (Auflockerungszone). Dieser Nachweis läßt sich auf der Grundlage einer empirischen Korrelation zwischen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten und Gebirgsdehnungen, die am bestehenden Zustand geeicht ist, durch Berechnungen führen, mit denen die Verfüllung des Schachtes simuliert wird. Grundlage für diese Eichung und die den Berechnungen zugrunde gelegten Kennwerte stellen die Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Schacht Konrad 2 dar, die dem Berichtsteil A zu entnehmen sind.

Im Bereich unterhalb der mineralischen Abdichtung werden die Schächte bis zu ihrer Endteufe mit einem wasserunlöslichen Mineralgemisch (Schottergemisch) verfüllt. Diese Stützsäulen sollen die Vertikallasten aus der mineralischen Abdichtung ohne zeitabhängige Setzungen aufnehmen können. Als Füllgut ist ein Mineralgemisch mit abgestufter Korngrößenverteilung vorgesehen, mit der eine dichte Lagerung, hohe Scherfestigkeit und eine ausreichend geringe Wasserdurchlässigkeit erreichbar ist.

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
Zusammenfassung	
1. Einleitung	1 - 1
2. Bauwerk	2 - 1
2.1 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse	2 - 1
2.2 Teufen und Sichern der Schächte	2 - 4
3. Konzept für die Verfüllung der Schächte und die Nachweisführung	3 - 1
3.1 Genereller Aufbau der Schachtverfüllung	3 - 1
3.2 Mineralische Abdichtung - Variante A	3 - 6
3.3 Mineralische Abdichtung - Variante B	3 - 8
4. Auflockerungszone im die Schächte umgebenden Gebirge für den bestehenden Zustand - Bereich Unterkreide	4 - 1
4.1 Allgemeines	4 - 1
4.2 Ergebnisse des Untersuchungsprogramms und deren Bewertung	4 - 2
4.2.1 Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand	4 - 2
4.2.2 Viskosität des Gebirges	4 - 3
4.2.3 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone	4 - 5
4.3 Modell für die Interpretation von Gebirgsdehnungen im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit	4 - 10
4.4 Berechnungen zum bestehenden Zustand der Schächte	4 - 14
5. Mineralische Abdichtung im Bereich der Unterkreide, Variante A	5 - 1
5.1 Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte	5 - 1
5.2 Bodenmechanische Kennwerte der Verfüllmaterialien	5 - 5
5.3 Spannungen und Verformungen in der Gleitschicht aus Ton	5 - 7
5.4 Spannungen und Verformungen im Kern	5 - 9
5.5 Wechselwirkung zwischen Kern, Gleitschicht und Gebirge	5 - 13
5.6 Anstieg des Grundwassers	5 - 14

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
6. Mineralische Abdichtung im Bereich der Unterkreide, Variante B	6 - 1
6.1 Quelleigenschaften hochverdichteter Bentonite	6 - 1
6.2 Spannungen und Verformungen im Kern	6 - 5
6.3 Kennlinie des Gebirges	6 - 6
6.4 Wechselwirkung zwischen Kern, Bentonitring und Gebirge	6 - 7
7. Nachweis der Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges - Bereich Unterkreide	7 - 1
7.1 Anforderung an die Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges	7 - 1
7.2 Transmissivität der verfüllten Schächte	7 - 1
7.3 Transmissivität der Auflockerungszone im Bereich der Versuchsstrecken	7 - 2
7.4 Mittlere Transmissivität der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges im Bereich der Unterkreide	7 - 4
8. Stützsäule	8 - 1
8.1 Materialeigenschaften	8 - 1
8.2 Spannungen in der Stützsäule	8 - 2
8.3 Erdstatische Nachweise	8 - 3
9. Ausführung	9 - 1
9.1 Allgemeines	9 - 1
9.2 Einbau der Stützsäule	9 - 2
9.3 Aufweitung des Schachtes und Einbringen der mineralischen Abdichtung im Bereich der Unterkreide	9 - 3
9.4 Abdichtung des Hilssandsteins im Schacht Konrad 2	9 - 5
Literatur	L - 1

Abbildungen

- Abb. D-2.1 Stratigraphische Profile im Bereich der Schächte Konrad 1 und Konrad 2
- Abb. D-2.2 Ausbau der Schächte Konrad 1 und Konrad 2
- Abb. D-2.3 Teufen und Sichern des Schachtes Konrad 1 im Bereich der Unterkreide
- Abb. D-2.4 Teufen und Sichern des Schachtes Konrad 2 im Bereich der Unterkreide
- Abb. D-2.5 Höhen und Standzeiten der offenen Stöße der Schächte Konrad 1 und 2 im Bereich der Unterkreide
- Abb. D-3.1 Aufbau der Verfüllung der Schächte Konrad 1 und Konrad 2
- Abb. D-3.2 Mineralische Abdichtung - Variante A, Konzept und Wirkungsweise
- Abb. D-3.3 Mineralische Abdichtung - Variante B, Konzept und Wirkungsweise
- Abb. D-4.1 Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand
- Abb. D-4.2 Ermittlung der Gebirgsviskosität (343 m-Sohle, Mittelalb)
- Abb. D-4.3 Zusammenhang zwischen Zeit und Rechenzeit, Berücksichtigung des viskosen Gebirgsverhaltens
- Abb. D-4.4 Ergebnisse der WD-Tests in den Bohrungen W1-W4 (343 m-Sohle)
- Abb. D-4.5 Ergebnisse der WD-Tests in den Bohrungen W101-W104, W108 und W109 (541 m-Sohle)
- Abb. D-4.6 Streckenvorbohrung B11 (343 m-Sohle), Schirmbilder der Fernsehsondierung
- Abb. D-4.7 Streckenvorbohrung B10 (541 m-Sohle), Entfestigte Zonen im bohrlochnahen Bereich
- Abb. D-4.8 Berechnungsausschnitt, FE-Netz und Randbedingungen für die Fälle B
- Abb. D-4.9 Berechnungen zur Auflockerungszone horizontaler Testbohrungen, Rechenschritte
- Abb. D-4.10 Berechnungen zur Auflockerungszone horizontaler Testbohrungen, Untersuchte Fälle und Kennwerte

- Abb. D-4.11 Hauptnormalspannungen und plastische Zone, Fall BA1, 2. Rechenschritt
- Abb. D-4.12 Hauptnormalspannungen und plastische Zone, Fall BA2, 2. Rechenschritt
- Abb. D-4.13 Hauptnormalspannungen und plastische Zone, Fall BB1, 2. Rechenschritt
- Abb. D-4.14 Hauptnormalspannungen und plastische Zone, Fall BB2, 2. Rechenschritt
- Abb. D-4.15 WD-Test: Druckanstieg im Gebirge in Abhängigkeit von der Versuchsdauer
- Abb. D-4.16 Modell für die Veränderung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in Schachtnähe
- Abb. D-4.17 Zusammenhang zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeit
- Abb. D-4.18 Berechnungsausschnitt, FE-Netz und Randbedingungen für die Fälle KSV
- Abb. D-4.19 Berechnungen zum bestehenden Zustand des Schachtes Konrad 2, Rechenschritte
- Abb. D-4.20 Berechnungen zum bestehenden Zustand des Schachtes Konrad 2, Kennwerte und untersuchte Fälle
- Abb. D-4.21 Spannungen, plastische Zone und Dehnungen, Fall KSVA, 3. Rechenschritt
- Abb. D-4.22 Spannungen, plastische Zone und Dehnungen, Fall KSVB, 3. Rechenschritt
- Abb. D-4.23 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand, Fall KSVA, 3. Rechenschritt
- Abb. D-4.24 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand, Fall KSVB, 3. Rechenschritt
- Abb. D-5.1 Mineralische Abdichtung - Variante A
Annahmen zum Bauablauf
- Abb. D-5.2 Mineralische Abdichtung - Variante A
Berechnungen zum verfüllten Zustand, Rechenschritte
- Abb. D-5.3 Mineralische Abdichtung - Variante A
Simulation der zeitlichen Entwicklung des Stützdrucks in den Rechenschritten 5-12

- Abb. D-5.4 Mineralische Abdichtung - Variante A
Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte,
Berechnungsfälle und Kennwerte
- Abb. D-5.5 Mineralische Abdichtung - Variante A
Gebirgskennlinien, Prinzipskizze
- Abb. D-5.6 Mineralische Abdichtung - Variante A
Radialverschiebung der Schachtwand mit zunehmendem
Stützdruck, Fall KSVAV
- Abb. D-5.7 Mineralische Abdichtung - Variante A
Radialverschiebung der Schachtwand mit zunehmendem
Stützdruck, Fall KSVBV
- Abb. D-5.8 Mineralische Abdichtung - Variante A
Bodenmechanische Kennwerte für die Kernverfüllung
und die Gleitschicht aus Ton
- Abb. D-5.9 Mineralische Abdichtung - Variante A
Konsolidationszeit der Gleitschicht aus Ton
- Abb. D-5.10 Mineralische Abdichtung - Variante A
Zusammendrückung der Tonschicht in Abhängigkeit von
der Radialspannung (Kennlinie)
- Abb. D-5.11 Mineralische Abdichtung - Variante A
Vertikalspannungen nach der Silotheorie, Allgemeine
Formeln
- Abb. D-5.12 Mineralische Abdichtung - Variante A
Ermittlung der Konsolidationszeit des Tons
- Abb. D-5.13 Mineralische Abdichtung - Variante A
Spannungen im Kern während der Herstellung der mine-
ralischen Abdichtung
- Abb. D-5.14 Mineralische Abdichtung - Variante A
Spannungen im Kern nach der Verfüllung mit Asphalt
- Abb. D-5.15 Mineralische Abdichtung - Variante A
Kennlinien des Kerns für die Teufen 350 m und 550 m
(Schacht Konrad 2)
- Abb. D-5.16 Mineralische Abdichtung - Variante A
Radialspannungen und Radialverschiebungen im ver-
füllten Zustand für die Teufe 350 m (Schacht Konrad
2)

- Abb. D-5.17 Mineralische Abdichtung - Variante A
Radialspannungen und Radialverschiebungen im ver-
füllten Zustand für die Teufe 550 m (Schacht
Konrad 2)
- Abb. D-6.1 Mineralische Abdichtung - Variante B
Hochverdichteter Bentonit, Versuchsergebnisse
- Abb. D-6.2 Mineralische Abdichtung - Variante B
Hochverdichteter Bentonit, Spannungs-Quelldehnungs-
Beziehung
- Abb. D-6.3 Mineralische Abdichtung - Variante B
Hochverdichteter Bentonit, Ergebnisse eines Modell-
versuchs
- Abb. D-6.4 Mineralische Abdichtung - Variante B
Spannungen in der Verfüllung ohne Quelleinfluß
- Abb. D-6.5 Mineralische Abdichtung - Variante B
Verformung der Kernverfüllung infolge quellbedingter
Radialspannungen
- Abb. D-6.6 Mineralische Abdichtung - Variante B
Radialverschiebung der Schachtwand mit zunehmendem
Stützdruck
- Abb. D-6.7 Mineralische Abdichtung - Variante B
Ermittlung des wirksamen Quelldrucks
- Abb. D-7.1 Spannungen, plastische Zone und Dehnungen, Fall
KSVAV, 12. Rechenschritt
- Abb. D-7.2 Spannungen, plastische Zone und Dehnungen, Fall
KSVBV, 12. Rechenschritt
- Abb. D-7.3 Wasserdurchlässigkeit und Transmissivität der
Auflockerungszone, Fall KSVAV, 12. Rechenschritt
- Abb. D-7.4 Wasserdurchlässigkeit und Transmissivität der
Auflockerungszone, Fall KSVBV, 12. Rechenschritt
- Abb. D-7.5 Mittlere Transmissivität der verfüllten Schächte und
des umgebenden Gebirges im Bereich Unterkreide
- Abb. D-8.1 Stützsäule, Kornverteilung und Kennwerte
- Abb. D-8.2 Stützsäule, Verteilung der Vertikalspannungen

- Abb. D-8.3 Versatz eines Schachtzuganges, Statischer Nachweis
- Abb. D-8.4 Ausbildung des 2-stufigen Filters zwischen mineralischer Abdichtung und Stützsäule
- Abb. D-9.1 Verfüllung im Bereich eines Schachtzuganges
- Abb. D-9.2 Schachtaufweitungsfräse, Prinzipskizze (nach einem Entwurf von ██████████)
- Abb. D-9.3 Übergang von der mineralischen Abdichtung zur Stützsäule
- Abb. D-9.4 Abdichtung und Verfestigung des Gebirges durch Einpressungen von Zementsuspensionen oder Kunstharzen

1. Einleitung

Die im Hangenden des projektierten Endlagers Konrad anstehenden Tonsteine der Unterkreide mit einer Gesamtmächtigkeit von mehreren hundert Metern stellen hinsichtlich des Transports radionuklid belasteter Wässer aus dem Endlager eine natürliche Barriere dar. Die zwei für die Erzgewinnung auf der Schachtanlage Konrad in den Jahren 1957 bis 1962 abgeteuften Schächte Konrad 1 und Konrad 2 stellen Durchbrüche in den Barrierschichten dar. Sie sind nach Beendigung der Einlagerung der radioaktiven Abfallstoffe zu verfüllen. Die verfüllten Schächte sowie die unmittelbar an die Schächte angrenzenden und durch die Schächte beeinflussten Gebirgsbereiche werden als potentielle Wegsamkeiten für den beschleunigten Transport radionuklid belasteter Wässer in die Biosphäre angesehen.

Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad ist die Machbarkeit einer ausreichend dichten Verfüllung der beiden Schächte quantitativ nachzuweisen. Hierzu werden Modellberechnungen zur Grundwasserbewegung und zur Radionuklid Ausbreitung durchgeführt, in denen die Schächte diskret nachgebildet werden. Aus diesen Modellberechnungen lassen sich für die drei Bereiche (unterhalb, innerhalb und oberhalb der Barrierschichten) Anforderungen hinsichtlich der Transmissivität der verfüllten Schächte sowie der angrenzenden Gebirgszonen ableiten. Die hydraulischen Modellberechnungen werden von der [REDACTED] durchgeführt.

Gegenstand des vorliegenden Berichtes Teil D ist die Ausarbeitung eines Verfüllkonzeptes sowie der Nachweis der Erfüllung der Anforderungen für die Schachtbereiche unterhalb und innerhalb der Barrierschichten (Unterkreide).

Die Verfüllung der Schächte im Bereich oberhalb der Barrierschichten wird von der [REDACTED] bearbeitet. Hierauf wird im Rahmen des vorliegenden Berichtes nur soweit eingegangen, wie es im Hinblick auf die Nachweise für die darunter liegenden Abschnitte erforderlich ist.

2. Bauwerk

2.1 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Die Schachtanlage Konrad liegt im Bereich der östlichen Randsenke des Salzstocks Broistedt. Die geologischen Verhältnisse sind durch die östlich, westlich und südlich begrenzte Verbreitung der Malm-Schichten im Senkenbereich gekennzeichnet. Auf der Westseite werden die Schichten des Malm (Oxford, Kimmeridge und Portland) durch den Salzstock Broistedt bzw. weiter nördlich durch den Salzstock Vechelde begrenzt, während die Schichten im Süden und im Osten im Niveau der Transgressionsfläche der tieferen Unterkreide (i.a. Hauterive, vereinzelt auch Valangin) ausstreichen ([1],[2],[3]).

Im Bereich des Grubengebäudes der Schachtanlage Konrad, das sich i.w. in erzführenden Schichten des Oxford befindet, werden Malm-schichten von Schichten der Unterkreide überlagert. Darüber schließen sich Schichten der Oberkreide sowie an der Geländeoberfläche quartäre Deckschichten an. Im Liegenden der Malmschichten stehen im Bereich der Schachtanlage Konrad Schichten des Dogger an.

Die stratigraphischen Profile im Bereich der Schächte Konrad 1 und Konrad 2 sind in der Abbildung D-2.1 wiedergegeben [3]. Am Schacht Konrad 1 beträgt die Mächtigkeit der Unterkreideschichten ca. 571 m. Sie werden von den ca. 225 m mächtigen Schichten der Oberkreide und von ca. 3-4 m quartären Lockergesteinen überlagert. Im Liegenden der Unterkreide stehen im Bereich des Schachtes Konrad 1 bis zur Endteufe des Schachtes (1232,5 m u. RHB) die Schichten des Malm an.

Im Bereich des Schachtes Konrad 2 ist die Mächtigkeit der Unterkreide mit ca. 400 m geringer als am Schacht 1. Die überlagernden Schichten der Oberkreide weisen eine Mächtigkeit von ca. 210 m und die Lockergesteine des Quartär von ca. 36 m auf. Im Liegenden der Unterkreide stehen am Schacht Konrad 2 in einer Mächtigkeit von ca. 231 m die Schichten des Malm an. Darunter folgen bis zur Endteufe des Schachtes 2 (999,0 m u. RHB) die Schichten des Dogger (s. Abb. D-2.1).

Nach den in den Unterlagen [4] und [5] zitierten Angaben zur petrographischen Ausbildung der anstehenden Schichten im Bereich der Schächte Konrad 1 und 2 handelt es sich bei den zur Oberkreide gehörenden Schichten des Turon i.w. um Kalk- und Kalkmergelsteine (Plänerkalke) und Lagen aus Mergel- und Tonmergelsteinen. Auch bei den Schichten des Cenoman handelt es sich überwiegend um kalkige Gesteine. Zum Liegenden nimmt der Anteil an den tonig-mergeligen Schichten des Cenoman zu.

Das Oberalb setzt sich aus zum Teil verkieselten Mergel- und Tonmergelsteinen zusammen. Im Mittel- und Unteralb finden sich schluffig-feinsandige Ton- und Tonmergelsteine. Im Schacht Konrad 2 wurde an der Basis des Alb eine Feinsandsteinbank, der sogenannte Hilssandstein angetroffen.

In den Schichten des Apt, Barrême und Hauterive stehen i.w. Ton- und Tonmergelsteine mit darin eingelagerten karbonatischen Bänken und Linsen an. Im Barrême sind diese Gesteine überwiegend bituminös und feingeschichtet ausgebildet. Im Hauterive weisen die Gesteine lagenweise höhere Kalkgehalte auf.

Bei den Schichten des Malm (Heersumer Schichten, Korallenoolith, Kimmeridge und Münder Mergel) handelt es sich überwiegend um Mergel- und Kalksteine mit wechselnden Gehalten an Karbonat, Tonmineralen und Quarz. Im Mittleren Korallenoolith finden sich die Eisenerz führenden Schichten, das Obere und das Untere Lager.

Bei den im Schacht Konrad 2 unterhalb des Malm angetroffenen Schichten des Dogger handelt es sich um schluffige bis feinsandige Ton- und Tonmergelsteine.

Die Schichten der Oberkreide sind annähernd sählig gelagert, die der Unterkreide fallen mit Schichteinfallwinkeln bis zu 10-15 gon in westliche Richtungen ein. Unterhalb der Unterkreidetransgression fallen die Schichten steiler mit Winkeln von ca. 20-30 gon in westliche Richtung ein.

Stärker wasserführende Trennflächen wurden i.w. nur in den Kalksteinen des Turon und des höheren Cenoman angetroffen. Der im

Schacht Konrad 2 angetroffene Hilssandstein weist eine starke Wasserführung auf. In den übrigen Gebirgsbereichen wurde in den Schächten nur örtlich schnell versiegendes Kluftwasser bzw. Tropfwasser oder Feuchtstellen angetroffen. Das Gebirgswasser weist eine mit der Tiefe zunehmende Mineralisation auf. Bei den gelösten Stoffen handelt es sich im wesentlichen um NaCl. Beim Abteufen des Schachtes 2 wurde bei ca. 1000 m Teufe entgasendes Wasser angeschlagen.

Die hydrogeologische Situation läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen. Aus den Ergebnissen von Modellberechnungen zur Grundwasserbewegung ergibt sich, daß die Grundwasserbewegung im Modellgebiet Konrad nach dem Ausgleich der Druckabsenkung im Bereich des Grubengebäudes dem natürlichen hydraulischen Gefälle folgend nach Norden gerichtet ist. Die Fließrichtung entspricht weitgehend der Längsachse des in der Salzstock-Randsenke verbreiteten Malm, der durch die tonigen, sehr gering wasserdurchlässigen Gesteine der Unterkreide und des Dogger bzw. Lias eingeschlossen wird.

Die Kontaminierung des Grundwassers mit Radionukliden aus dem Endlager erfolgt im Bereich des Oxford. Das kontaminierte Tiefengrundwasser wird im wesentlichen in den Schichten des Malm in nördlicher Richtung abgeführt. Bei hoher Transmissivität der verfüllten Schächte im Bereich der Unterkreide besteht zudem die Möglichkeit eines beschleunigten aufwärtsgerichteten Transports des radionuklidbelasteten Wassers ins oberflächennahe Grundwasser entlang der beiden Schächte. In diesem Zusammenhang ist auf die Besonderheit des im Schacht Konrad 2 angetroffenen Hilssandsteins hinzuweisen, dessen Verbreitung sich auf den südlichen Bereich des hydrogeologischen Modellgebietes beschränkt. Der Hilssandstein zeichnet sich in hydraulischer Hinsicht durch sein erhöhtes Potential gegenüber den Wässern im Malm aus. Nach den Ergebnissen von hydraulischen Modellberechnungen ergibt sich daraus im Schacht Konrad 2 unterhalb des Hilssandsteins eine abwärtsgerichtete Strömung, die den potentiellen Aufstieg radionuklidbelasteter Wässer aus dem Grubengebäude im Schacht 2 verhindert.

Die vorstehend aufgeführten Angaben zu den geologischen, petrographischen und hydrogeologischen Verhältnissen im Bereich der

Schächte Konrad 1 und Konrad 2 stellen lediglich eine kurze Zusammenfassung der wesentlichen Sachverhalte dar und erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Bezüglich weitergehender Angaben wird auf die entsprechenden Unterlagen der BGR verwiesen.

2.2 Teufen und Sichern der Schächte [4]

Nach der Herstellung des bis zur Teufe von ca. 7,3 m unter Rasenhängebank (RHB) reichenden und mit Ortbeton ausgebauten Vorschachtes wurde am 03.03.1958 mit dem Teufen des Schachtes Konrad 1 begonnen. Es kam hierbei das gewöhnliche Teufverfahren von Hand zur Anwendung, wobei das Gebirge im Bereich der Plänerkalke bis ca. 172 m Teufe durch Bohrungen in der Schachtwandung nach dem Einbringen des Ausbaus zementiert wurde.

Bis zur Teufe von ca. 75 m wurde der Ausbau unmittelbar nach dem Freilegen des Gebirgsstoßes eingebracht. Ab 75 m Teufe begann man, die Teufarbeiten auf der Sohle und das Einbringen des Ausbaus zu trennen. Der Ausbau wurde von der genannten Teufe an von einer Bühne aus in größeren Abschnitten eingebracht. Die Länge der einzelnen Teufabschnitte wurde nach örtlicher Beurteilung der Standfestigkeit des durchteuften Gebirges gewählt. In der Regel war kein vorläufiger Ausbau vorgesehen. Gelegentlich wurden nach örtlichen Erfordernissen Sicherungen in Form von Ankern mit Maschendraht oder auch Stahlringe eingesetzt.

Als Fundamente für den endgültigen Ausbau wurden jeweils knapp über der temporären Teufsohle Mauerfüße von ca. 1,2 m Höhe ohne zusätzlichen Ausbruch satt gegen das Gebirge gemauert. Die Mauerfüße wurden auf ca. 2 1/2-Stein Stärke (ca. 62 cm) gemauert. Darüber wurde später der Ausbau aus Betonformsteinen oder aus Ziegelmauerwerk bis zum Anschluß an den nächst höheren Mauerfuß gesetzt.

Für den Ausbau kamen im Schacht Konrad 1 die drei in der Abbildung D-2.2 dargestellten Ausbautypen I, II und III zur Anwendung. Beim Ausbautyp I handelt es sich um eine Betonformsteinmauerung mit einer Wandstärke von 50 cm. Dieser Ausbautyp kam im Schacht Konrad 1 im überwiegenden Teil der Unterkreide zur Anwendung. Der Ausbautyp II besteht ebenfalls aus einer 50 cm starken Betonformstein-

mauerung. Zwischen der Mauerung und dem Gebirge wurde jedoch eine sogenannte "Schotterfuge" vorgesehen, die im Schacht 1 als vermörtelte Gitterziegelstein-Hinterfüllung ausgeführt wurde. Die Dicke dieser Hinterfüllung betrug bis zu ca. 50 cm. Der Ausbautyp II wurde im Schacht Konrad 1 im obersten Bereich der Unterkreide und im Malm angewendet (s. Abb. D-2.2).

Als Ausbautyp III wird der Schachtausbau mit Ziegelsteinmauerwerk bezeichnet, das grundsätzlich satt gegen das Gebirge gemauert wurde. Je nach Ausführung in 2 1/2-, 3- oder 4-Stein Stärke beträgt die Wandstärke des Ausbaus aus Ziegelsteinmauerwerk ca. 62 bis 100 cm. Im Schacht Konrad 1 kam der Ausbautyp III in einigen Abschnitten im Bereich der Oberkreide zur Anwendung (s. Abb. D-2.2).

Weitere Einzelheiten zur Durchführung der Teuf- und Sicherungsarbeiten im Schacht Konrad 1, die am 30.01.1960 abgeschlossen wurden sowie zu den im Bereich der Oberkreide vorgenommenen Zementierungen bzw. Nachzementierungen können dem Bericht der WBK [4] entnommen werden.

Der Vorschacht des Schachtes Konrad 2 wurde im Zeitraum von März bis Juli 1960 nach dem Senkschachtverfahren mit Druckkammer niedergebracht. Der Schneidschuh erreichte eine Teufe von ca. 35 m. Wegen der am Schachtstandort stark nach Westen abfallenden Oberkante der Plänerkalke wurde bis zur Teufe von ca. 40,4 m eine Unterfangung des Senkschachtes mit Ortbeton und Mauerwerk erforderlich.

Ausgehend von der im Senkschacht bei 31,7 m Teufe eingebauten temporären Betonsohle wurde der Schacht Konrad 2 bis 240 m Teufe im Zementierverfahren niedergebracht. Hierbei wurde über vorausliegende Bohrungen eine abschnittsweise Zementierung des Gebirges vor dem Abteufen vorgenommen. Die Zementationen wurden in drei Abschnitten (31,5 - 91,5 m, 69,5 - 164,5 m und 136,7 - 240,0 m) von der jeweiligen Schachtsohle aus durchgeführt. Ab 240 m Teufe wurde der Schacht Konrad 2 im gewöhnlichen Teufverfahren niedergebracht.

Im Gegensatz zum Schacht Konrad 1 wurden beim Schacht 2 von Beginn an die Teuf- und Ausbauarbeiten voneinander getrennt und mit langen Ausbauabschnitten in der Größenordnung bis um 30 m Länge gearbeitet. Das Einbringen der Mauerfüße und des darauf aufgehenden Ausbaus entspricht der bereits für den Schacht 1 beschriebenen Vorgehensweise.

Auch beim Schacht Konrad 2 kamen die drei Ausbautypen I, II und III zur Anwendung (s. Abb. D-2.2). Im Bereich der Unterkreide wurde im wesentlichen der Ausbautyp II verwendet. Die "Schotterfuge" hinter dem 50 cm starken Betonformsteinausbau wurde dabei i.a. als Hinterfüllung mit Wabensteinen ausgeführt. Im obersten Bereich der Unterkreide und in großen Teilen der Oberkreide wurde eine Betonformsteinmauerung ohne Hinterfüllung (Ausbautyp I) eingebaut. Ziegelsteinmauerwerk (Ausbautyp III) wurde - mit Ausnahme der Mauerfüße - nur in jeweils einem kürzeren Abschnitt in der Unterkreide und im Dogger ausgeführt (s. Abb. D-2.2).

Gesondert zu betrachten ist der im Schacht 2 wegen des starken Wasserandrangs aus dem Hilssandstein ausgeführte Ausbau im Teufenbereich von 456,6 m bis 483,7 m (s. Abb. D-2.2). Der Ausbau besteht im oberen Bereich bis 466,3 m Teufe aus Ziegelmauerwerk in 2-Stein-Stärke (50 cm). Darunter folgt eine 40 cm starke Ziegelmauer, die als verlorene Schalung für den dahinter eingebrachten Beton bis zu 2,3 m Stärke diente. Dahinter schließt sich eine 50 cm starke Betonformsteinmauer an. Die zusätzlich eingebrachte Schotterfuge wurde nachträglich verpreßt. Die Ausbaustärke beträgt in diesem Bereich (466,3 - ca. 471 m) insgesamt ca. 3,2 m. Ab ca. 471 m bis 473,7 m Teufe besteht die Schachtmauerung aus mehr als 1 m starkem Ziegelmauerwerk. Der darunter liegende Mauerfuß von 2 1/2-Stein Stärke ist mit Ankerstangen verstärkt. Darunter ist wiederum Ziegelmauerwerk mit mehr als 1 m Stärke bis zum Ende des Sonderausbaus bei 483,7 m Teufe (s. Abb. D-2.2) eingebracht.

Auf die umfangreichen Zementierungsarbeiten im Bereich des Sonderausbaus im Schacht Konrad 2 während der Teufarbeiten und auch in der Folgezeit soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden. Eine Beschreibung der diesbezüglichen Arbeiten sowie weitere Einzelheiten zur Durchführung der Teuf- und Sicherungsarbeiten im

Schacht Konrad 2, die am 31.10.1962 abgeschlossen wurden, können dem Bericht der WBK [4] entnommen werden.

Abschließend soll auf die Standzeiten und die Höhen der offenen Stöße während der Teuf- und Sicherungsarbeiten im Bereich der Unterkreideschichten eingegangen werden. Diese Angaben werden im Rahmen des Berichtes bei den rechnerischen Untersuchungen benötigt und an den entsprechenden Stellen wieder aufgegriffen.

In der Abbildung D-2.3 ist der zeitliche Ablauf der Teuf- und Sicherungsarbeiten im Bereich der Unterkreide (Teufenbereich 229-800 m) für den Schacht Konrad 1 dargestellt. Eine entsprechende Darstellung für den Schacht Konrad 2 (Teufenbereich 246-646 m) findet sich in der Abbildung D-2.4. Die erforderlichen Angaben zum Stand der Teufarbeiten und zum Einbringen des Ausbaus wurden der Unterlage [5] entnommen.

In den Abbildungen D-2.3 und D-2.4 sind jeweils die Teufen der temporären Schachtsohlen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt (gestrichelte Linie). Weiterhin sind die Teufen und die Einbaupunkte der einzelnen Ausbaufundamente eingetragen. Schließlich ist der zeitliche Ablauf des abschnittswiseigen Einbaus der Mauerung zwischen den Fundamenten dargestellt (durchgezogene Linien).

Aus diesen Angaben lassen sich die folgendermaßen definierten Höhen H_g und Standzeiten T_g der offenen Schachtstöße ermitteln:

Als Höhe H_{g1} des offenen Stoßes bei der Teufe H_1 der temporären Schachtsohle wird die Teufendifferenz zwischen H_1 und der Fundamentunterkante des nächsthöheren, bereits vollständig gesicherten Abschnitts definiert.

Als Standzeit T_{g1} des offenen Stoßes bei der Teufe H_1 der temporären Schachtsohle wird die Zeitdifferenz vom Teufen der Schachtsohle im Niveau H_1 bis zum vollständigen Abschluß der Sicherung in diesem Bereich definiert.

Eine graphische, beispielhafte Erläuterung der Definition der Höhen und Standzeiten der offenen Schachtstöße findet sich jeweils in den Abbildungen D-2.3 und D-2.4.

In der Abbildung D-2.5 sind die für einzelne Teufen im Bereich der Unterkreide für die beiden Schächte Konrad 1 und 2 ermittelten Höhen und Standzeiten der offenen Stöße wiedergegeben. Im Schacht Konrad 1 betragen die Standzeiten danach zwischen 14 und 27 Tagen und die Höhen der offenen Stöße zwischen ca. 26 und 61 m. Im Schacht Konrad 2 betragen die Standzeiten zwischen 12 und 35 Tagen und die Höhen der offenen Stöße zwischen ca. 10 und 48 m.

3. Konzept für die Verfüllung der Schächte und die Nachweisführung

3.1 Genereller Aufbau der Schachtverfüllung

Die Aufgabe der Schachtverfüllung und gleichzeitig auch der Abdichtung der die Schächte umgebenden Zone mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit ist es zunächst, den Zutritt des Transportmediums Wasser aus oberflächennahen wasserführenden Schichten zu den radioaktiven Abfällen zu erschweren. Vordringlich soll jedoch eine mögliche Radionuklidfreisetzung mit dem Transportmedium Wasser aus dem vollgelaufenen Endlager über den Bereich der Schächte begrenzt werden, so daß die für die Endlagerung radioaktiver Abfälle bestehenden Schutzziele eingehalten werden [6].

Entsprechend den unterschiedlichen geotechnischen Eigenschaften der einzelnen Gebirgsschichten (vgl. Kapitel 2.1) ergeben sich für die Schachtverfüllung in den zu unterscheidenden Gebirgsbereichen unterschiedliche Anforderungen. Diese Anforderungen lassen sich - soweit sie hydraulische Aspekte betreffen - aus den Berechnungen der [REDACTED] zur Grundwasserbewegung [8] und zur Radionuklidausbreitung [9] ableiten. Sie betreffen vor allem die Schachtbereiche in der Unterkreide, da die tonigen Unterkreideschichten die geologische Hauptbarriere darstellen (vgl. Kapitel 2.1). Die hydraulischen Anforderungen lassen sich durch abschnittsweise geltende mittlere Transmissivitätswerte ausdrücken, die die Wasserdurchlässigkeit der verfüllten Schächte und der die Schächte umgebenden Gebirgszonen mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit beschreiben.

Der eigentliche Nachweis der Dichtigkeit der Schachtverfüllung besteht darin, die Einhaltung bzw. Unterschreitung der geforderten Transmissivitäten in den einzelnen Abschnitten nachzuweisen.

Ausgehend von der in den Schächten Konrad 1 und Konrad 2 aufgeschlossenen Schichtenfolge (s. Abb. D-2.1) wird die Schachtverfüllung in drei Bereiche unterteilt [6]. In der Abbildung D-3.1 ist der vorgesehene Aufbau der Verfüllung in den beiden Schächten dargestellt.

Eine hydrostatische Asphaltichtung soll im Bereich des Quartärs und der Oberkreide mögliche Zuflüsse von Tages- und Grundwasser

bereits unmittelbar nach Einbringen der Verfüllung reduzieren und möglichst weitgehend verhindern.

Der Bereich der Unterkreide (Unterhauertive bis Oberalb) bildet die Hauptbarriere bei einer Ausbreitung von radionuklidbelasteten Wässern aus dem Endlager in die Biosphäre. Für diesen Bereich ist eine mineralische Abdichtung vorgesehen.

Im Bereich des Malm und des Dogger unterhalb der o.g. Hauptbarriere wird eine Stützsäule eingebaut, die die Auflasten so aufnimmt, daß die darüber liegende mineralische Abdichtung ihre Funktion erfüllen kann. Die Stützsäule wird so an das verfüllte Grubengebäude angebunden, daß ein Abrutschen oder Auslaufen der Stützsäule in mögliche Hohlräume des schachtnahen Grubengebäudes nicht möglich ist und dadurch eine Gefährdung der Wirksamkeit der Schachtverfüllung insgesamt ausgeschlossen werden kann.

Hydrostatische Asphaltabdichtung

Die hydrostatische Asphaltabdichtung wird jeweils im obersten Schachtabschnitt eingebaut und reicht bis zum Übergang von der Oberkreide zur Unterkreide. Im Schacht Konrad 1 liegt die Basis der Asphaltabdichtung bei einer Teufe von ca. 246 m und im Schacht Konrad 2 bei einer Teufe von ca. 229 m (Abb. D-3.1).

Die hydrostatische Asphaltabdichtung besteht aus einer mehrschichtigen Asphaltsäule mit Asphalten unterschiedlicher Viskosität im Zusammenwirken mit Bohrungen und Injektionen. Im unteren Teil der Oberkreide wird als schnell wirksame Dichtung ein niedrigviskoser Asphalt eingebaut, um die Auflockerungszonen um die Schächte in möglichst kurzer Zeit zu verschließen.

Darüber wird bis zum Schachtdeckel als langsam wirkende Dichtung ein hochviskoser Asphalt eingebaut. Er dringt langsam in die Klüfte des Gebirges ein und ersetzt im unteren Bereich die aus dem Schacht schnell in das Gebirge eingedrungenen Anteile an niedrigviskosem Asphalt. Um das Eindringen des Asphalts in die Auflockerungszone zu erleichtern, werden der Schachtausbau und das angrenzende Gebirge durch ein dichtes Netz von Vollbohrungen perforiert.

Die Zähigkeit des Asphalts ist so hoch, daß er auch in 10000 Jahren nur so weit in das Gebirge eindringt, daß die Wirksamkeit der hydrostatischen Dichtung nicht beeinträchtigt wird.

Zwischen der Unterkante des niedrigviskosen Asphalts und der Oberkante der mineralischen Abdichtung ist ein besonderes Dichtungssystem angeordnet, das ein Abfließen des Asphalts in den Bereich der mineralischen Abdichtung verhindert. Es besteht aus Asphalt, deren Viskosität von oben nach unten abnimmt.

Die für die hydrostatische Abdichtung in den Schächten Konrad vorgesehenen Asphalte bestehen aus Mischungen von Normenbitumen und Kalksteinmehlfüller. Wegen des hohen Bitumenüberschusses sind alle Hohlräume zwischen den Gesteinsteilchen vollständig mit Bitumen ausgefüllt. Derartige Asphalte sind wasserundurchlässig und wasserunlöslich sowie bei allen für die Schächte denkbaren Temperaturen beständig gegen die Lösungen von Chloriden, Sulfaten und Nitraten. In dem für die Schächte Konrad in Betracht kommenden Temperaturbereich und bei der hier vorgegebenen Belastungsdauer zeigt der Asphalt viskoses Verhalten. Die Dichte des Asphalts wird durch die Zugabe des Kalksteinmehlfüllers so eingestellt, daß sie deutlich über der im Gebirge anstehenden Wasser liegt. Dadurch steht der viskose Asphalt unter einem höheren hydrostatischen Druck als die Gebirgswässer. Diese werden durch den in die im Gebirge vorhandenen Poren und Risse eindringenden Asphalt verdrängt; Poren und Risse werden verstopft. Der Eindringvorgang kommt nach einiger Zeit zur Ruhe. Das anfängliche Absinken des Asphaltspiegels wird durch Nachverfüllung von Asphalt ausgeglichen.

Die technische Planung der hydrostatischen Asphaltabdichtung sowie die Führung sämtlicher zugehöriger Nachweise für die betreffenden Schachtabchnitte sind nicht Gegenstand des Auftrags des Unterzeichnenden sondern werden von der [REDACTED] durchgeführt. Die entsprechenden Ausarbeitungen sind in der Unterlage [7] enthalten. Im Rahmen des vorliegenden Berichtes wird hierauf im folgenden nicht mehr näher eingegangen. Die hydrostatische Asphaltabdichtung wird nur insofern berücksichtigt, als sie die darunter liegenden Verfüllabschnitte beeinflusst (z.B. als Auflast).

Mineralische Abdichtung

Die mineralische Abdichtung wird im Bereich der Barrierschichten Unterkreide eingebaut. Nach unten hin soll sie ca. 50-60 m in die im Liegenden der Unterkreide anstehenden Schichten des Malm einbinden. Im Schacht Konrad 1 wird der Teufenbereich von ca. 855 m bis ca. 229 m und im Schacht Konrad 2 der Teufenbereich von ca. 700 m bis ca. 246 m mit mineralischem Abdichtungsmaterial verfüllt (s. Abb. D-3.1).

Für die Verfüllung ist die Verwendung eines tonhaltigen Mineralgemisches vorgesehen, mit dem die geforderte geringe Wasserdurchlässigkeit im Bereich des Schachtquerschnittes ohne Schwierigkeiten erreicht werden kann.

Infolge von Spannungsumlagerungen beim Abteufen der Schächte und der damit verbundenen Verformungen sind um die Schächte herum Zonen entstanden, in denen die Wasserdurchlässigkeit im Vergleich zum ungestörten Gebirge erhöht ist. Die schachtnahen Zonen mit visuell erkennbaren offenen Klüften oder Rissen werden im Zuge der Schachtverfüllung ebenso wie der vorhandene Schachtausbau entfernt. Die Veränderungen der Wasserdurchlässigkeit in den darüber hinausgehenden gestörten Bereichen sind demgegenüber deutlich kleiner. Die Durchlässigkeit dieser Zone ist gering genug, um die für das Gesamtsystem aus aufgeweitetem, verfülltem Schachtquerschnitt und angrenzender gestörter Gebirgszone aufgestellte Transmissivitätsforderung zu erfüllen. Dies gilt unter der Voraussetzung, daß im Zuge der Herausnahme des Schachtausbaus und der schachtnahen, aufgelockerten Gebirgszone eine nennenswerte Erhöhung der Wasserdurchlässigkeit im angrenzenden Gebirgsbereich vermieden wird. Hieraus ergibt sich die Forderung nach einem möglichst schnell in ausreichender Größe aufzubringenden Stützdruck der Verfüllung.

Die Schachtverfüllung aus mineralischem Abdichtungsmaterial hat demzufolge nicht nur die Anforderung "geringe Wasserdurchlässigkeit" sondern außerdem wesentliche statische Aufgaben zu erfüllen. Es wurde daher ein Konzept für ein mineralisches Abdichtungssystem entwickelt, das neben der geringen Wasserdurchlässigkeit den ra-

schen Aufbau eines ausreichend großen, auf das Gebirge wirkenden Stützdrucks gewährleistet. Die Konzeption und Wirkungsweise dieses als Variante A bezeichneten mineralischen Abdichtungssystems werden im nachfolgenden Kapitel 3.2 im einzelnen erläutert.

Alternativ dazu würde ein zweites, als Variante B bezeichnetes mineralisches Abdichtungssystem entwickelt, daß ebenfalls die genannten Anforderungen erfüllt. Die Konzeption und die Wirkungsweise der Variante B werden im Kapitel 3.3 näher beschrieben.

Die Herausnahme des Schachtausbaus und der schachtnahen Auflockerungszone erfolgt kontinuierlich von unten nach oben. Der lagenweise Einbau der mineralischen Abdichtung folgt diesem Arbeitsschritt in kurzem Abstand. Alle im Bereich dieser Dichtung liegenden Strecken (Untersuchungs- und Wasserstrecken sowie Sandbunker, s. Abb. D-3.1) werden bereits vorher bzw. im Zuge des geplanten Schachtumbaus verfüllt.

An den Unterkanten der mineralischen Abdichtung werden zweistufige Kies-Sand-Filter angeordnet, um eine Erosion der feinkörnigen Böden der Dichtung in die darunterliegenden Stützsäulen zu verhindern.

Stützsäule

Unterhalb der mineralischen Abdichtung bzw. unterhalb der Filterschichten werden die Schächte bis zu ihrer Endteufe mit einem nichtwasserlöslichen Füllgut verschlossen (s. Abb. D-3.1). Diese Stützsäulen werden nach den Regeln der Erdbautechnik eingebaut und verdichtet. Damit die Vertikallasten aus der mineralischen Abdichtung und der Asphaltfüllung ohne nennenswerte Setzungen der Stützsäulen aufgenommen werden können, muß das eingebaute Füllgut möglichst verformungsarm sein. Weiterhin wird ein Auslaufen des Füllgutes in die mit den Schächten verbundenen Grubenbaue verhindert, indem die an die Füllörter anschließenden Strecken auf eine bestimmte Länge kraftschlüssig verfüllt werden (s. Abb. D-3.1).

Als Füllgut ist ein nichtbindiges Mineralgemisch vorgesehen. Die Korngrößenverteilung wird so gewählt, daß eine möglichst dichte Lagerung und hohe Scherfestigkeit erreicht wird.

Der Einbau der Stützsäulen in die Schächte erfolgt lagenweise mit geeigneten Verdichtungsgeräten nach den Regeln der Erdbautechnik. Die Verfüllung der Strecken im Bereich der Füllörter erfolgt auf den statisch erforderlichen Längen.

3.2 Mineralische Abdichtung - Variante A

Wie bereits erwähnt hat die mineralische Abdichtung die Aufgabe, den vom Schachtausbau befreiten und erweiterten Schachtquerschnitt im Bereich der Unterkreideschichten mit einem Material mit geringer Wasserdurchlässigkeit abzudichten und gleichzeitig auf die Schachtwand einen ausreichend großen Stützdruck zur Vermeidung bzw. Begrenzung der Auflockerung des dahinter liegenden Gebirges zu erzeugen. Konzept und Wirkungsweise der hierzu entwickelten Variante A für die mineralische Abdichtung sind in der Abbildung D-3.2 dargestellt.

Der Kernbereich des Schachtquerschnittes wird mit einem trocken eingebauten Mineralgemisch verfüllt, das aus Kies (8/16 mm), Füller (0/2 mm) und Bentonit besteht. Ein entsprechendes Abdichtungsmaterial, das im übertägigen Deponiebau erfolgreich eingesetzt wird, wird z.B. von der [REDACTED] angeboten [10]. Die Trockenmischung erfüllt die Forderungen nach geringer Wasserdurchlässigkeit, näherungsweise zeitunabhängigem Spannungs-Verformungsverhalten und hohem Steifemodul.

Zwischen dem aus der Trockenmischung bestehenden Kern und der Schachtwand wird eine dünne Gleitschicht aus wassergesättigtem Ton eingebaut. Diese Gleitschicht hat die Aufgabe, ein Aufhängen des Kerns an der Schachtwand infolge Mantelreibung (sog. Siloeffekt) für eine gewisse Zeit zu verhindern. Der Siloeffekt führt zur Begrenzung der Vertikalspannungen in der Füllung und damit auch des daraus resultierenden horizontalen Stützdrucks auf ein Maß, das i.w. vom Schachtdurchmesser und von der wirksamen Wandreibung abhängig ist. Da die Schachtgeometrie vorgegeben ist, muß die Beein-

flussung des Siloeffektes über die Wandreibung, d.h. die Scherfestigkeit der Gleitschicht aus Ton erfolgen.

Damit die Gleitschicht die ihr zugewiesene Aufgabe erfüllen kann, müssen die Dicke d und die Wasserdurchlässigkeit der Tonschicht so eingestellt werden, daß die Verfestigung (Konsolidierung) des Tones erst in einer Tiefe eintritt, in der die Vertikalspannungen aus der darüberliegenden Füllung zu einem ausreichend hohen Stützdruck (Radialspannung) auf die Schachtwand geführt haben. Die Zusammenhänge zwischen der Verfestigung des Tones im Verlaufe der Konsolidierung und der Entwicklung der Silowirkung sind in einer Prinzipdarstellung in der Abbildung D-3.2 wiedergegeben.

Bis zur Konsolidierungszeit T soll der Ton etwa die Festigkeit C_u besitzen. Die Silowirkung infolge C_u ist vergleichsweise gering und teufenunabhängig. Die Vertikalspannungen und auch die Radialspannungen nehmen mit fortschreitender Schütthöhe stetig zu. Bei Erreichen der Konsolidierungszeit T soll die Festigkeit des Tones durch den Restreibungswinkel φ'_r gekennzeichnet sein. Der Spannungszuwachs in der Verfüllung folgt nun unterhalb des Punktes "H" (s. Abb. D-3.2) den Gesetzmäßigkeiten des Siloeffektes bei Vorliegen eines Wandreibungswinkels $\delta = \varphi'_r$.

Der Spannungszuwachs nimmt mit zunehmender Tiefe unter der temporären Schüttsohle überproportional ab und strebt gegen den Grenzwert Null. Die bis dahin aufgebauten Spannungen werden als Silospannungen bezeichnet.

Die Konsolidierung des Tones ist mit einer Zusammendrückung der Tonschicht verbunden. Diese Zusammendrückung ist durch Verformungen des Gebirges und/oder des Verfüllkernes auszugleichen. Diese Verformungen gehen jedoch mit Veränderungen des Spannungszustandes einher. Der wirksame Stützdruck wird somit nicht nur durch die Konsolidationszeit des Tones sondern auch durch die in der Tonschicht, im Gebirge und im Kern auftretenden Verschiebungen bestimmt. Die Wechselwirkung zwischen diesen drei Bausteinen läßt sich durch sogenannte Kennlinien, die den Zusammenhang zwischen Spannungen und Verschiebungen beschreiben, erfassen. In der Abbildung D-3.2 sind qualitativ die Kennlinien für die Kernverformung

(δ_{rK}) und für die Verformung des Gebirges abzüglich der Verformung der Tonschicht ($\delta_{rG} - \delta_{rT}$) dargestellt. Der Schnittpunkt der Kennlinien kennzeichnet einen Zustand, der hinsichtlich der Verschiebungen und der Spannungen verträglich ist. Die zugehörige Spannung σ_r^* entspricht dem auftretenden Stützdruck. Dieser auftretende Stützdruck muß mindestens die Größe des erforderlichen Stützdruckes aufweisen, der durch Berechnungen bestimmt werden kann.

3.3 Mineralische Abdichtung - Variante B

Die an die mineralische Abdichtung gestellten Anforderungen wurden bereits im Kapitel 3.2 erläutert. Sie gelten in gleicher Weise auch bei der Variante B. Die Ausbildung eines ausreichend großen auf die Schachtwand wirkenden Stützdruckes wird jedoch auf andere Weise realisiert als bei der Variante A.

Bei der Variante B wird ebenfalls ein Kern aus einer mineralischen Trockenmischung (z.B. XXXXXXXXXX - Abdichtungsmaterial) hergestellt. Zwischen der Kernverfüllung und dem Gebirge wird ein Ring aus hochverdichtetem Bentonit eingebaut. Der Bentonit wird durch isostatische Verdichtung mit sehr hohen Drücken in die Form kleiner ziegelähnlicher Stücke gebracht, die im Schacht jeweils vor dem Einbau der Trockenmischung abschnittsweise mauerwerksartig eingebracht werden (Abb. D-3.3).

Die hochverdichteten Bentonite zeichnen sich bei Wasserzutritt durch extrem hohe Quelldrücke von bis zu ca. $50-60 \text{ MN/m}^2$ aus. Die tatsächlich auftretenden Quelldrücke hängen von der Bentonitart, von der Höhe der Vorverdichtung (effektive Trockendichte), vom Wasserdruck und von der Größe der zugelassenen Quellverformungen ab ([11], [12], [13]).

Da bei der Variante B das Eintreten des Siloeffektes nicht durch eine Gleitschicht behindert bzw. verzögert wird, werden mit dem Verfülldruck der Trockenmischung allein nicht die erforderlichen Stützdrücke erreicht. In Abhängigkeit von der Art der Bewässerung des Bentonitringes treten jedoch mehr oder weniger schnell Quelldrücke auf, die auf das Gebirge und den Kern wirken (Abb. D-3.3). Da sich Gebirge und Kern unter der Wirkung des Quelldrucks verfor-

men, tritt eine Beeinflussung des Quelldrucks ein. Der tatsächlich auftretende Quelldruck kann nach dem Kennlinienverfahren bestimmt werden, wenn die Zusammenhänge zwischen den Spannungen und den Verschiebungen (Kennlinien) für das Gebirge, den Kern und den quellenden Bentonitring bekannt sind (s. Abb. D-3.3).

Die Größe des Quelldrucks und somit des auf die Schachtwand wirkenden Stützdrucks kann durch die Höhe der Vorverdichtung des Bentonits, die Bentonitart und die Dicke des Bentonittrings in weiten Grenzen gesteuert werden. Die zeitliche Entwicklung des Quelldrucks kann über den Bewässerungszeitpunkt und die Geschwindigkeit der Wassereindringung in den Bentonit, d.h. durch die Formstückgröße beeinflusst werden.

4. Auflockerungszone im die Schächte umgebenden Gebirge für den bestehenden Zustand - Bereich Unterkreide

4.1 Allgemeines

Die Ergebnisse des Untersuchungsprogramms in den beiden Versuchsstrecken des Schachtes Konrad 2 bilden die Grundlage für den Nachweis der Dichtigkeit der verfüllten Schächte sowie des umgebenden Gebirges im Bereich der Unterkreide. Die Ergebnisse der durchgeführten WD-Tests zeigen, daß sich beim Abteufen des Schachtes Konrad 2 im Gebirge eine Auflockerungszone ausgebildet hat, in der die Wasserdurchlässigkeit im Vergleich zu der des ungestörten Gebirges erhöht ist. Dies wird darauf zurückgeführt, daß beim Abteufen des Schachtes infolge der Entlastung des Gebirges Dehnungen aufgetreten sind, die zur Öffnung von Rissen und Fehlstellen im Gestein sowie von Gefüge- und Trennflächen geführt haben. In unmittelbarer Umgebung des Schachtes ist es dabei auch zu Festigkeitsüberschreitungen und damit verbundenen Neubrüchen gekommen, die ebenfalls zu Dehnungen geführt haben, die die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges erhöht haben [14].

Der Nachweis der Dichtigkeit des die Schächte umgebenden Gebirges wird auf der Grundlage von FE-Berechnungen geführt, mit denen die Gebirgsdehnungen in Schachtnähe ermittelt werden. Zur Interpretation der berechneten Dehnungen im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone wird eine Beziehung zwischen Dehnung und Wasserdurchlässigkeit des Gebirges abgeleitet.

Die in dieser Beziehung enthaltenen Modellparameter sind der Messung nicht unmittelbar zugänglich. Sie wurden daher an den im Bereich der Versuchsstrecken gemessenen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten geeicht. Diese Eichung erfolgte auf der Grundlage von FE-Berechnungen, mit denen der bestehende Zustand des Schachtes Konrad 2 im Bereich der Versuchsstrecken nachgerechnet wurde.

Die auf diese Weise geeichten Modellparameter werden für die Interpretation der Ergebnisse von FE-Berechnungen verwendet, mit denen der verfüllte Zustand der Schächte berechnet wird, indem anhand der errechneten Gebirgsdehnungen die Wasserdurchlässigkeit

bzw. Transmissivität der Auflockerungszone abgeleitet wird (Kapitel 7).

4.2 Ergebnisse des Untersuchungsprogramms und deren Bewertung

4.2.1 Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand

Die in der Abbildung D-4.1 für das Mittelalb und das Barrême angegebenen felsmechanischen Kennwerte wurden anhand der Ergebnisse der Labor- und Feldversuche sowie der rechnerischen Interpretation der beim Auffahren der beiden Versuchsstrecken gemessenen Verformungen abgeleitet.

Die im Untersuchungsbereich der 343 m-Sohle ermittelten Kennwerte zur Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges können innerhalb der in der Abbildung D-4.1 angegebenen Streubereiche den Berechnungen zur Auflockerungszone zugrunde gelegt werden. Eine diskrete Berücksichtigung von Trennflächen bzw. gefügebedingten Anisotropien ist nicht erforderlich [14].

Die Interpretation der beim Auffahren der 541 m-Strecke gemessenen Verformungen hat gezeigt, daß das Gebirge eine durch horizontale, schichtparallele Trennflächen bedingte Anisotropie der Scherfestigkeit aufweist. Parallel zu diesen Trennflächen besitzt das Gebirge eine sehr geringe Scherfestigkeit. In davon abweichenden Richtungen ist die Scherfestigkeit des Gebirges im Bereich der 541 m-Sohle höher als im Bereich der 343 m-Sohle. Die E-Moduli des Gebirges liegen im Bereich beider Versuchsstrecken unter Berücksichtigung der angegebenen Streubereiche in der gleichen Größenordnung (Abb. D-4.1).

Nach den Ergebnissen der Primärspannungsmessungen kann davon ausgegangen werden, daß der Primärspannungszustand im Bereich beider Versuchsstrecken aus dem Eigengewicht des Gebirges resultiert. Die größte Hauptnormalspannung (σ_1) ist etwa vertikal gerichtet und entspricht etwa dem Gewicht der Überlagerungshöhe H_{ij} in der jeweiligen Teufe. Die mittlere und kleinste Hauptnormalspannung (σ_2 und σ_3) sind annähernd horizontal gerichtet und unterscheiden sich in ihrer Größe nur geringfügig. Das Verhältnis von Horizontalspannung

und Vertikalspannung kann durch die Poissonzahl (ν) ausgedrückt werden:

$$\frac{\sigma_{HO}}{\sigma_{VO}} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.1)$$

4.2.2 Viskosität des Gebirges

Die in den Versuchsstrecken an je vier Meßquerschnitten durchgeführten Messungen haben gezeigt, daß die Gebirgsverformungen noch nach dem Auffahren der Strecken zugenommen haben. Diese zeitabhängigen Verformungen konnten im Rahmen der Interpretation der Meßergebnisse auf Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge und damit verbundene Spannungsumlagerungen zurückgeführt werden. In den für die Interpretation der Meßergebnisse durchgeführten Berechnungen wurden die mit Festigkeitsüberschreitungen verbundenen Verformungen als viskoplastische und somit zeitabhängige Verformungen simuliert [14].

Beim Teufen der Schächte Konrad hat, wie in Kapitel 2.2 beschrieben, der Stoß vor dem Einbau der Schachtausmauerung über eine gewisse Höhe eine längere Zeit offen gestanden. Um die dabei aufgetretenen Verformungen, die zur Entstehung der Auflockerungszone um die Schächte geführt haben, zutreffend einzuschätzen ist es notwendig, in den Berechnungen zur Simulation des bestehenden Zustandes das zeitabhängige, viskoplastische Spannungsverformungsverhalten des Gebirges wirklichkeitsnah zu erfassen.

Die am Meßquerschnitt 3 (MQ3) der 343 m-Sohle gemessenen vortriebsbedingten Verformungen konnten mit dem Berechnungsfall A4 rechnerisch nachvollzogen werden. Der Vergleich zwischen den in den einzelnen Punkten gemessenen und errechneten Verschiebungen ist in der Abbildung D-4.2 (linke Seite) dargestellt. Außerdem ist in dieser Abbildung der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen im Gebirge (plastische Zone) dargestellt, der für den Berechnungsfall A4 ermittelt wurde [14].

Zur Bestimmung der Viskosität des Gebirges (η) wurden für die in der plastischen Zone liegenden Punkte die gemessenen Gebirgsver-

schiebungen mit den errechneten Verschiebungen hinsichtlich ihrer Entwicklung mit der Zeit verglichen. In der Abbildung D-4.2 ist dieser Vergleich für den ca. 1 m seitlich des Stoßes liegenden Extensometerpunkt E1.1 skizziert. Auf der rechten Seite dieser Abbildung ist die in diesem Punkt über die Zeit gemessene Radialverschiebung als δ_r^M dargestellt. Zum Vergleich ist die im Berechnungsfall A4 im entsprechenden Punkt in Abhängigkeit von der Rechenzeit T ermittelte viskoplastische Radialverschiebung δ_r^{VP} in das gleiche Diagramm eingetragen. Zwischen der Zeit t, der Viskosität η und der Rechenzeit T besteht folgender Zusammenhang:

$$T = \frac{t}{\eta} \quad (4.2)$$

Aufgrund dieses Zusammenhangs läßt sich bei vorgegebener Viskosität die Rechenzeit T in eine "Echtzeit" t umrechnen. Umgekehrt läßt sich die Viskosität dadurch bestimmen, daß man die für δ_r^M und δ_r^{VP} erhaltenen Kurvenverläufe durch entsprechende Skalierung der Achse für die Rechenzeit T in Übereinstimmung bringt. Obwohl die Kurvenverläufe für die gemessene und die errechnete Radialverschiebung des Punktes E1.1 recht gut übereinstimmen, gelingt dies exakt immer nur für einen Zeitpunkt. In der Abbildung D-4.2 wurde die Skalierung der Achse für die Rechenzeit so gewählt, daß gemessene und errechnete Verschiebung 15 Tage nach der Nullmessung übereinstimmen. Daraus läßt sich für die Viskosität des Gebirges ein Wert von $\eta = 3,3 \cdot 10^7$ MNs/m² ableiten.

In entsprechender Weise läßt sich die Viskosität des Gebirges anhand der Verschiebung eines Meßpunktes für verschiedene Zeiten sowie entsprechend auch anhand der Verschiebung weiterer Meßpunkte ermitteln. Für die 343 m-Sohle lassen sich auf diese Weise Gebirgsviskositäten von

$$\eta = 3 \cdot 10^7 \div 5 \cdot 10^7 \text{ MNs/m}^2$$

ableiten. In entsprechender Weise läßt sich auch durch den Vergleich der in der 541 m-Sohle gemessenen mit errechneten Verschiebungen die Viskosität des Gebirges im Bereich des Barrême ableiten. Dabei ergeben sich Viskositäten von

$$\eta = 1 \cdot 10^7 \div 3 \cdot 10^7 \text{ MNs/m}^2.$$

Auf dieser Grundlage ergeben sich zwischen der Zeit t und der Rechenzeit T die in der Abbildung D-4.3 angegebenen Relationen, die eine Berücksichtigung des zeitabhängigen, viskoplastischen Gebirgsverhaltens in den Berechnungen zum bestehenden Zustand der Schächte Konrad erlaubt.

4.2.3 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone

In der Abbildung D-4.4 sind die Ergebnisse der in den vom Schacht Konrad 2 in Höhe der 343 m-Sohle ausgehenden Horizontalbohrungen W1 bis W4 durchgeführten WD-Tests zusammengestellt. Dabei ist die gesamte Streubreite der in allen Einzelversuchen ermittelten k_f -Werte über den Abstand zur Schachtwand (Δr) bzw. zur Schachtachse (r) dargestellt. Die in den verschiedenen Bohrungen erhaltenen Ergebnisse wurden mit unterschiedlichen Signaturen versehen.

Auffallend ist die vergleichsweise große Streuung der Ergebnisse. Die kleinsten k_f -Werte betragen im gesamten Untersuchungsbereich etwa $1 \cdot 10^{-10}$ m/s oder weniger. Die größten k_f -Werte erreichen bis in eine Entfernung von ca. 9 m zur Schachtwand noch Werte von ca. $1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Die Abbildung D-4.5 enthält eine entsprechende Darstellung der Ergebnisse der WD-Tests in den vom Schacht Konrad 2 in Höhe der 541 m-Sohle ausgehenden Horizontalbohrungen W101 bis W104, W108 und W109. Hier betragen die Streuungen der ermittelten k_f -Werte teilweise sogar mehr als drei Zehnerpotenzen. Dennoch ist eine Abnahme der k_f -Werte mit zunehmender Entfernung zur Schachtwand hier besser zu erkennen als im Bereich der 343 m-Sohle. Im Bereich $\Delta r < 2$ m liegen die ermittelten k_f -Werte zwischen ca. 10^{-9} und 10^{-7} m/s; im Bereich $\Delta r > 7$ m zwischen ca. 10^{-11} und 10^{-8} m/s.

Bei der Interpretation der Versuchsergebnisse wird davon ausgegangen, daß die großen Streuungen darauf zurückzuführen sind, daß sich in der Umgebung der horizontalen Testbohrungen abschnittsweise entfestigte Zonen bzw. Auflockerungszonen um die Bohrungen

herum gebildet haben. In diesen Zonen ist die Wasserdurchlässigkeit gegenüber dem durch die Bohrungen unbeeinflussten Gebirge erhöht.

Die Ausbildung derartiger Entfestigungszonen läßt sich auch aus den bei den Streckenvorbohrungen B11 (343 m-Sohle) und B10 (541 m-Sohle) gemachten Erfahrungen bzw. Beobachtungen ableiten. Bei der Fernsehsondierung in der Streckenvorbohrung B11 waren insbesondere im First- und Sohlbereich des Bohrlochs Abschaltungen und Ausbrüche zu erkennen (Abb. D-4.6, [14]). Die Ausbildung der Auflockerungszone um das Bohrloch herum konnte später beim Auffahren der 343 m-Strecke jeweils an der temporären Ortsbrust begutachtet werden [14]. Die Einflüsse der bei der Streckenauffahrung eingetretenen Spannungsumlagerungen auf die Ausbildung der Auflockerungszone konnten jedoch nicht von der bereits zuvor eingetretenen Auflockerung abgegrenzt werden.

Bei der Herstellung der Streckenvorbohrung B10 auf der 541 m-Sohle traten bereits während der Bohrarbeiten erhebliche Schwierigkeiten infolge des druckhaften Gebirgsverhaltens auf. Die Bohrung wurde z.T. verrohrt und abschnittsweise mit Betec-Cable-Grout bzw. Zement verfüllt. Eine Fernsehsondierung konnte in der Streckenvorbohrung B10 nicht mehr durchgeführt werden. Beim späteren Auffahren der 541 m-Strecke konnten auch hier um das Bohrloch herum - i.w. ober- und unterhalb des Bohrlochs - ausgeprägte Auflockerungszonen an der temporären Ortsbrust beobachtet werden. Da diese Zonen auch im Bereich der vor der Streckenauffahrung verrohrten oder mit Betec bzw. Zement verfüllten Vorbohrungsabschnitte festgestellt wurden, kann auf eine zumindest teilweise Entstehung bereits vor dem Ausbruch der Strecke geschlossen werden. Diese Annahme wird durch stellenweise in das Gebirge eingedrungenen Zement bzw. Betec bestätigt (Abb. D-4.7).

Die Neigung zu relativ schnell einsetzenden Nachbrüchen in horizontalen Bohrungen wurde weiterhin in den Ultraschallbohrungen U7-U10 auf der 343 m-Sohle festgestellt und mit Hilfe von Fernsehsondierungen dokumentiert [14].

In den vom Schacht ausgehenden WD-Testbohrungen (Durchmesser 86 mm) wurden keine Fernsehsondierungen durchgeführt. Insbesondere die im Niveau der 541 m-Sohle für die WD-Tests hergestellten Bohrungen erwiesen sich jedoch als nur für kurze Zeit standsicher. Die Annahme einer aufgelockerten Gebirgszone mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit in der Umgebung der etwa horizontalen WD-Testbohrungen ist daher aufgrund der in situ-Beobachtungen als zutreffend anzusehen. Die Entstehung dieser Auflockerungszonen läßt sich jedoch auch auf theoretischem Wege nachweisen. Hierzu wurden mit dem Rechenprogramm FEST03, das in [16] ausführlich beschrieben ist, vier Berechnungen nach der FE-Methode durchgeführt.

Der gewählte Berechnungsausschnitt ist in der Abbildung D-4.8 dargestellt. Es handelt sich um eine vertikale Gebirgsscheibe von 1 m Dicke, deren Abmessungen in x- und z-Richtung jeweils 3 m betragen. Die Knoten der Ebenen $x = 0$ und $x = 3$ m sind in x-Richtung unverschieblich und in z-Richtung verschieblich gelagert, während die Knoten der Ebene $z = 0$ in z-Richtung festgehalten und in x-Richtung verschieblich sind. Die Simulation des Überlagerungsdrucks erfolgt durch Aufbringen entsprechender Knotenkräfte auf den oberen Rand des Berechnungsausschnittes ($z = 3$ m). Die Knoten der Ebenen $y = 0$ und $y = 1$ m werden in y-Richtung festgehalten und können sich nur in x- und z-Richtung verschieben.

Diese Randbedingungen entsprechen einem Querschnitt durch das Bohrloch, in dem der Spannungszustand nicht durch den Schacht bzw. die Versuchsstrecke beeinflußt ist. Näherungsweise ist dies schon in einem Abstand von etwa einem Schachtradius (ca. 4 m) der Fall [14].

Die in den Berechnungen zur Auflockerungszone horizontaler Testbohrungen durchgeführten Rechenschritte sind in der Abbildung D-4.9 skizziert. Der 1. Rechenschritt beinhaltet die Berechnung der Spannungen und Verformungen für den Zustand des Gebirges vor der Herstellung der Bohrung. Im 2. Rechenschritt wird die Herstellung der Bohrung simuliert, indem die innerhalb des Bohrlochs liegenden Elemente entfernt werden.

Die den nachfolgend beschriebenen Berechnungen zugrunde gelegten Teufen und Kennwerte sind in der Abbildung D-4.10 zusammengestellt. Die Fälle BA1 und BA2 beziehen sich auf eine Teufe von ca. 350 m, die der 343 m-Sohle im Mittelalb entspricht. Die für diese beiden Fälle gewählten felsmechanischen Kennwerte liegen innerhalb der in der Abbildung D-4.1 für die 343 m-Sohle angegebenen Streubereiche. Die Fälle BA1 und BA2 unterscheiden sich nur hinsichtlich der für das Gebirge angenommenen Kohäsion. Die Fälle BB1 und BB2 beziehen sich auf eine Teufe von ca. 550 m, die der 541 m-Sohle im Barrême entspricht. Die für diese beiden Fälle gewählten felsmechanischen Kennwerte, die innerhalb der in der Abbildung D-4.1 für die 541 m-Sohle angegebenen Streubereiche liegen, unterscheiden sich hinsichtlich der für das Gebirge gewählten Kohäsion, sowie des für die horizontale Schichtung gewählten Reibungswinkels (φ_s).

In den Abbildungen D-4.11 bis D-4.14 sind die in den vier untersuchten Fällen im 2. Rechenschritt errechneten Hauptnormalspannungen und plastischen Zonen dargestellt. Die plastischen Zonen kennzeichnen diejenigen Elemente, in denen die Festigkeit überschritten ist. Bei den Fällen BA1 und BA2 beträgt der maximale Radius der plastischen Zone ca. 10 cm bzw. 32 cm. Bemerkenswert ist, daß beim Fall BA1 der von der plastischen Zone eingeschlossene Bereich eine ähnliche Form aufweist wie die in der Streckenvorbohrung B11 beobachteten Bohrlochausbrüche (vgl. Abb. D-4.6 und Abb. D-4.11).

Bei den Fällen BB1 und BB2 beträgt der maximale Radius der plastischen Zone ca. 14 cm bzw. 19 cm. Die größten Erstreckungen der Auflockerungszone ergeben sich im First- bzw. Sohlbereich des Bohrlochs. Das Ergebnis zeigt prinzipiell Übereinstimmung mit dem Erscheinungsbild der Auflockerungszone in der Umgebung der Streckenvorbohrung B10 (vgl. Abb. D-4.7).

Die Bestimmung der k_f -Werte aus den Ergebnissen der WD-Tests nach den Empfehlungen der ISRM für stationäre Verhältnisse beruht auf den von Dupuit und Thiem aufgestellten Brunnenformeln. Diese Formeln beschreiben nach Form und Größe den Zulauf des Wassers in einem Grundwasseraquifer zu einem Einzelbrunnen (Bohrloch) für den Beharrungszustand. Beim Wasserabpreßversuch liegen genau entgegen-

gesetzte Verhältnisse vor. Anstelle einer Entnahme wird Wasser über das Bohrloch ins Gebirge eingebracht und anstelle einer Wasserdruckerhöhung tritt im Gebirge eine Wasserdruckerhöhung ein. Bei der WD-Test-Auswertung für den stationären Zustand wird davon ausgegangen, daß die die Grundwasserabsenkung beschreibende Gleichung (für Grundwasser mit gespannter Oberfläche) auch für die Verpressung von Wasser ins Gebirge gilt, wenn anstelle der Wasserdruckerniedrigung die Wasserdruckerhöhung im Bohrloch und im Gebirge eingesetzt wird. Die Ausdehnung des Gebirgsbereiches, in dem die primären Wasserdruckverhältnisse verändert werden, wird als Reichweite bezeichnet. Sie ist sowohl bei der Wasserentnahme als auch bei der Wasserverpressung durch empirische Formeln zu ermitteln oder zu schätzen.

Für die auf der Schachtanlage Konrad im Bereich der Unterkreide durchgeführten WD-Tests wurde stets eine Reichweite von 1 m angenommen [14]. Bei geringer Wasserdurchlässigkeit dauert es allerdings sehr lange bis der stationäre Zustand und die endgültige Reichweite erreicht werden. In der instationären Phase des Druckaufbaus ist die Reichweite eine Funktion der Zeit. Ihre Größe nimmt in dieser Phase stetig zu. Bei geringer Wasserdurchlässigkeit und kürzeren Versuchszeiten wird demzufolge nur der das Bohrloch umgebende Nahbereich des Gebirges getestet. Wie erwähnt ist in diesem Bereich zumindest örtlich von einer durch Auflockerung erhöhten Wasserdurchlässigkeit auszugehen.

Zur Beurteilung, ob in den WD-Tests i.w. die Wasserdurchlässigkeit der die Testbohrungen umgebenden Auflockerungszonen bestimmt wurde, ist eine Abschätzung der zeitlichen Entwicklung der Reichweite erforderlich. Auch hier kann auf die Analogie zwischen der Grundwasserabsenkung und der Wasserabpressung (s.o.) zurückgegriffen werden. Für die zeitliche und räumliche Ausdehnung des Absenktrichters im nichtstationären Zustand einer Grundwasserabsenkung steht die näherungsweise gültige Gleichung der raumzeitlichen Absenkung des Grundwassers mit gespannter Oberfläche zur Verfügung. Beim WD-Test tritt dabei an die Stelle des Druckabbaus zum Brunnen hin der Druckanstieg zum Bohrloch hin:

$$H(x,t) = S + \beta \log \left\{ \frac{t}{x^2} \right\} \quad (4.3)$$

mit

$$S = \beta \log \left\{ \frac{2,25 \cdot k_f \cdot L}{p} \right\}$$

$$\beta = \frac{2,3 \cdot Q}{4\pi \cdot k_f \cdot L}$$

Q	Verpreßmenge
L	Länge des Verpreßabschnitts
p	Speicherkoeffizient (nutzbarer Porenanteil)
x	Abstand zur Bohrlochachse
t	Versuchszeit
H(x,t)	Druckhöhe

In der Abbildung D-4.15 ist ein Beispiel für die Anwendung dieser Beziehung dargestellt, das aus einem WD-Test abgeleitet wurde, in dem ein k_f -Wert von $1 \cdot 10^{-9}$ m/s ermittelt wurde. Die Druckstufe betrug 10 bar. Der Speicherkoeffizient wurde in Anlehnung an die Ergebnisse der hydraulischen Tests in der Bohrung Konrad 101 [15] mit $p = 1 \cdot 10^{-4}$ geschätzt. Bei diesem Beispiel wird erst nach einer (theoretischen) Versuchsdauer von 7,5 Stunden eine Reichweite von ca. 1 m erreicht. Die Versuchsdauer der WD-Tests hat jedoch im Mittel etwa 0,5 bis 1,0 Stunden betragen. Für das in der Abbildung D-4.15 dargestellte Beispiel ergibt sich bei einer Versuchsdauer, die in dieser Größenordnung liegt, eine Reichweite von ca. 30 cm.

Aus dieser abschätzenden Betrachtung läßt sich die Schlußfolgerung ziehen, daß in den WD-Tests die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges nur in einer auf wenige Dezimeter begrenzten Zone um das Bohrloch herum bestimmt wurde. Wie in den FE-Berechnungen gezeigt wurde, bilden sich unter der Annahme mittlerer, für das Gebirge repräsentativer Festigkeiten um horizontale Bohrlöcher mit einem Durchmesser, der dem der Testbohrungen entspricht, plastische Zonen aus, die in der gleichen Größenordnung liegen. Deshalb kann davon ausgegangen werden, daß nur die kleinsten in den WD-Versuchen ermittelten k_f -Werte die Wasserdurchlässigkeit des nicht durch die Testbohrung beeinflussten Gebirges bzw. der Auflockerungszone um

den Schacht Konrad 2 zutreffend beschreiben. Diese kleinsten k_f -Werte können Bohrlochabschnitten zugeordnet werden, in denen aufgrund örtlich höherer Festigkeit keine Entfestigungszonen um das Bohrloch entstanden sind. Somit können die großen Streuungen der Versuchsergebnisse hauptsächlich auf örtliche Unterschiede der Gebirgsfestigkeit zurückgeführt werden.

Anhand dieser Bewertung der Ergebnisse der WD-Tests werden Annahmen für die Verteilung der Wasserdurchlässigkeit in der Auflockerungszone des Schachtes Konrad 2 abgeleitet, die im folgenden genannt und begründet werden.

Weil die Streubereiche der in den WD-Tests ermittelten k_f -Werte im Bereich beider Versuchsstrecken etwa in der gleichen Größenordnungen liegen, werden für beide Versuchsstrecken hinsichtlich der Verteilung der Wasserdurchlässigkeit die gleichen Annahmen getroffen. Dabei werden jeweils zwei Grenzwerte betrachtet:

Die unteren Grenzwerte orientieren sich an den kleinsten ermittelten k_f -Werten. Als Anhaltswerte, die zur Eichung der in Kapitel 4.3 eingeführten Modellparameter dienen, werden für vorgegebene Abstände zur Schachtachse R_1 , R_2 und R_3 folgende k_f -Werte zugrunde gelegt:

$$\begin{aligned} R_1 &= 4,75 \text{ m: } k_f = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \\ R_2 &= 8,25 \text{ m: } k_f = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} \\ R_3 &= 14,00 \text{ m: } k_f = 1 \cdot 10^{-11} \text{ m/s} \end{aligned}$$

Für die oberen Grenzwerte werden k_f -Werte angenommen, die jeweils eine Zehnerpotenz höher liegen. Da diese Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte höher als die mittleren k_f -Werte einzuschätzen sind, beinhalten die als obere Grenzwerte angenommenen k_f -Werte im Hinblick auf die mittlere Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone eine Sicherheitsreserve.

Die Annahmen, die für die Verteilung der Wasserdurchlässigkeit in der Auflockerungszone des Schachtes Konrad 2 (bestehender Zustand) im Bereich der Versuchsstrecken getroffen werden, sind den Abbildungen D-4.4 und D-4.5 zu entnehmen.

4.3 Modell für die Interpretation von Gebirgsdehnungen im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des ungestörten Gebirges (k_{fo}) wird durch die mittlere Öffnungsweite ($2a_i$) und den mittleren Abstand (d_o) von Fehlstellen und kleinen Rissen im Gestein sowie von Gefüge- und Trennflächen bestimmt. Für parallele und laminare Durchströmung, sowie für kleine relative Rauigkeiten gilt die Beziehung [16]:

$$k_{fo} = \frac{g}{12\nu} \cdot \frac{2a_i^3}{d_o} \quad (4.4)$$

In (4.4) sind g die Erdbeschleunigung und ν die dynamische Viskosität von Wasser (s. Abb. D-4.16). Dieser Wasserdurchlässigkeitsbeiwert verändert sich, wenn infolge der Spannungsänderung beim Abteufen des Schachtes radiale Dehnungen im Gebirge auftreten. Bei elastischem Gebirgsverhalten führen diese nur zu einer weiteren Öffnung derjenigen vorhandenen Risse und Trennflächen, die annähernd parallel bzw. tangential zur Schachtwand verlaufen. In der Zone, in der die Scherfestigkeit des Gebirges überschritten wird (plastische Zone) entstehen darüber hinaus zusätzliche Risse durch Neubrüche (Abb. D-4.16).

Durch die Öffnung bzw. Neuentstehung vorwiegend tangentialer Risse ändert sich in der Umgebung des Schachtes die Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in tangentialer (k_{ft}) und vertikaler (k_{fz}) Richtung. Die im ungestörten Gebirge als isotrop angenommene Wasserdurchlässigkeit erfährt somit in Schachtnähe eine Anisotropie, die durch einen Wasserdurchlässigkeitstensor beschrieben werden kann:

$$[k_f] = \begin{bmatrix} k_{fr} & 0 & 0 \\ 0 & k_{ft} & 0 \\ 0 & 0 & k_{fz} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

mit

$$\begin{aligned} k_{fr} &= k_{fo} \\ k_{ft} &= k_{fz} = k_f > k_{fo}. \end{aligned}$$

Im elastischen Gebirgsbereich ($r > R_p$), in dem keine Neubrüche auftreten, bleibt der mittlere Abstand der Risse und Trennflächen konstant ($\Delta d = 0$) und die Änderung der Wasserdurchlässigkeit wird nur durch die Änderung der mittleren Öffnungsweite ($\Delta 2a_i$) bestimmt:

$$k_f^{(e)} = k_{f0} \left(1 + \frac{\Delta 2a_i}{2a_i} \right)^3 \quad (4.6)$$

In (4.6) ist $\Delta 2a_i$ eine Funktion von r (Abb. D-4.16).

Im Bereich der plastischen Zone ($R_0 \leq r \leq R_p$) wird die Änderung der Wasserdurchlässigkeit sowohl durch die Änderung der mittleren Öffnungsweite als auch des mittleren Abstandes ($\Delta d < 0$) der Risse und Trennflächen bestimmt:

$$k_f^{(p)} = \frac{g}{12\nu} \cdot \frac{[2a_i + \Delta 2a_i]^3}{d_0 + \Delta d} \quad (4.7)$$

In (4.7) sind sowohl $\Delta 2a_i$ als auch Δd Funktionen von r (Abb. D-4.16).

Im folgenden wird für den elastischen Bereich ein Zusammenhang zwischen der radialen Dehnung und der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges abgeleitet. Dabei wird davon ausgegangen, daß sich die Gesamtdehnung ϵ_r aus der Superposition der Gesteinsdehnung ϵ_{rG} und der Dehnung ϵ_{rT} , die sich aus der Öffnung von Fehlstellen in der Gesteinsmatrix sowie von Gefügeebenen und Trennflächen ergibt, zusammensetzt (s. Abb. D-4.17):

$$\epsilon_r = \epsilon_{rG} + \epsilon_{rT} \quad (4.8)$$

Im elastischen Bereich läßt sich die beim Abteufen des Schachtes eintretende radiale Gebirgsdehnung durch die Beziehung

$$\epsilon_r = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \frac{R_p^2}{r^2} (\sigma_{HO} - \sigma_{rp}) \quad (4.9)$$

mit

ν	Poissonzahl des Gebirges
E	E-Modul des Gebirges
R_p	plastischer Radius
σ_{HO}	horizontale Primärspannungskomponente
σ_{rp}	Radialspannung für $r = R_p$

beschreiben. Wenn man vernachlässigt, daß Risse und Trennflächen für den Verformungszustand des Gesteins lokale Störungen darstellen, dann gilt für die radiale Dehnung des Gesteins eine analoge Beziehung:

$$\epsilon_{rG} = \frac{1 + \nu_G}{E_G} \cdot \frac{R_p^2}{r^2} (\sigma_{HO} - \sigma_{rp}) \quad (4.10)$$

In (4.10) sind ν_G und E_G die Elastizitätskonstanten des intakten Gesteins. Die Dehnung ϵ_{rT} läßt sich durch die Änderung der Öffnungsweite $\Delta 2a_i$ und den mittleren Abstand d_o der Risse und Trennflächen ausdrücken:

$$\epsilon_{rT} = \frac{\Delta 2a_i}{d_o} \quad (4.11)$$

Unter Berücksichtigung der Beziehungen (4.8) bis (4.11) folgt:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta 2a_i}{2a_i} &= \frac{d_o}{2a_i} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{rG}}{\epsilon_r}\right) \cdot \epsilon_r \\ &= C \cdot \epsilon_r \end{aligned} \quad (4.12)$$

mit

$$C = \frac{d_o}{2a_i} \cdot \left[1 - \frac{E \cdot (1 + \nu_G)}{E_G \cdot (1 + \nu)}\right] \quad (4.13)$$

Durch Einsetzen von (4.12) in (4.6) erhält man für den Zusammenhang zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeit im elastischen Gebirgsbereich:

$$k_f^{(e)} = k_{f0} \cdot (1 + C \cdot \epsilon_r)^3 \quad (4.14)$$

In der plastischen Zone ($R_0 \leq r \leq R_p$) wird für den Zusammenhang zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeit von einer empirischen Beziehung der Form

$$k_f^{(p)} = k_{fc} \cdot \epsilon_r^s \quad (4.15)$$

ausgegangen, wobei sich der Parameter k_{fc} aus der Stetigkeitsbedingung für die Wasserdurchlässigkeit am plastischen Radius ($r = R_p$) ergibt:

$$k_{fc} = \frac{k_f^{(e)}(R_p)}{\epsilon_r^s(R_p)} = k_{f0} \cdot \frac{(1 + C \cdot \epsilon_r(R_p))^3}{\epsilon_r^s(R_p)} \quad (4.16)$$

k_{fc} ist also von k_{f0} , C und s abhängig.

Die Parameter k_{f0} , C , k_{fc} und s werden im folgenden als Modellparameter bezeichnet.

4.4 Berechnungen zum bestehenden Zustand der Schächte

Mit zwei FE-Berechnungen, die wiederum mit dem Programmsystem FEST03 durchgeführt werden, wird der bestehende Zustand des Schachtes Konrad 2 im Bereich der beiden Versuchsstrecken nachgerechnet. Anhand der in diesen Berechnungen ermittelten radialen Gebirgsdehnungen werden die in Kapitel 4.3 eingeführten Modellparameter bestimmt.

Der gewählte Berechnungsausschnitt ist in der Abbildung D-4.18 dargestellt. Es handelt sich um eine horizontal liegende Gebirgs-scheibe, deren Abmessungen in x- und y-Richtung jeweils 50 m und in z-Richtung 1 m betragen. Die Knoten der Ebenen $x = 0$ und $x = 50$ m sind in x-Richtung unverschieblich und in y-Richtung verschieblich gelagert, während die Knoten der Ebenen $y = 0$ und $y =$

50 m in y-Richtung festgehalten und in x-Richtung verschieblich sind. Durch diese Annahmen ergeben sich die x- und y-Achse als Symmetrieachsen, so daß man die Berechnungen auf einen Viertelkreis beschränken kann. Die Knoten der Ebene $z = 0$ sind in allen Richtungen frei verschieblich. Im Unterschied dazu werden die Knoten der Ebene $z = 1$ in z-Richtung festgehalten und können sich nur in x- und y-Richtung verschieben.

Die Simulation des Überlagerungsdrucks erfolgt durch Berücksichtigung entsprechender Knotenkräfte in z-Richtung. Die zur Simulation des Abteufvorganges des Schachtes durchgeführten Rechenschritte sind in der Abbildung D-4.19 dargestellt. Der 1. Rechenschritt beinhaltet die Berechnung der Spannungen und Verformungen für den ungestörten Zustand im Gebirge vor Beginn der bergbaulichen Eingriffe. Im 2. Rechenschritt wird der Ausbruch des Schachtes simuliert, indem die innerhalb des Ausbruchs liegenden Elemente entfernt werden. Anschließend wird im gleichen Rechenschritt der Einfluß der Standzeit des offenen Stoßes auf die Verformungen durch viskoplastische Iterationen simuliert. Dabei wird die in der Abbildung D-4.3 dargestellte Relation zwischen Zeit und Rechenzeit verwendet. Im 3. Rechenschritt wird der Einbau der aus Betonformsteinen und Wabensteinen bestehenden Schachtsicherung mit einer Gesamtdicke von $d = 65$ cm (s. Kapitel 2.2) simuliert.

Die den nachfolgend beschriebenen Berechnungen (Fälle KSVA und KSVB) zugrundegelegten Kennwerte und Annahmen sind in der Abbildung D-4.20 zusammengestellt.

Der Fall KSVA bezieht sich auf eine Teufe von ca. 350 m, die dem Bereich des Mittelalbs im Schacht 2 entspricht. Für diese Berechnung wurde von einer Standzeit des offenen Stoßes (2. Rechenschritt) von 15 Tagen ausgegangen, die für diesen Teufenbereich des Schachtes Konrad 2 repräsentativ ist (vgl. Kap. 2.2). Der zur Simulation dieser Standzeit für die Viskosität des Gebirges gewählte Wert von $\eta = 3 \cdot 10^7$ MNs/m² liegt an der unteren Grenze der für die 343 m-Sohle abgeleiteten η -Werte (s. Abb. D-4.3). Die gleiche Aussage trifft für den gewählten E-Modul des Gebirges zu, während die gewählten Scherparameter an der oberen Grenze der in

Abb. D-4.1 für die 343 m-Sohle angegebenen Streubereiche liegen (Abb. D-4.20).

Der Fall KSVB bezieht sich auf eine Teufe von ca. 550 m, die dem Bereich des Barrême im Schacht 2 entspricht. Auch in dieser Berechnung wurde von einer Standzeit des offenen Stoßes von 15 Tagen ausgegangen, wie sie der Dokumentation der Abteuf- und Sicherungsarbeiten des Schachtes Konrad 2 zu entnehmen ist (s. Kapitel 2.2). Für die Viskosität des Gebirges wurde ein Wert von $1 \cdot 10^7$ MNs/m² gewählt. Dieser Wert liegt, ebenso wie der für den E-Modul des Gebirges gewählte Wert, an der unteren Grenze der für die 541 m-Sohle angegebenen Streubereiche (s. Abb. D-4.1 und D-4.3). Für die Scherparameter des Gebirges wurden Werte gewählt, die an der oberen Grenze der angegebenen Streubereiche liegen (vgl. Abb. D-4.1 und D-4.20). Schichtparallele Trennflächen mit verminderter Scherfestigkeit wurden im Fall KSVB rechnerisch nicht berücksichtigt, weil diese wegen ihrer Raumstellung nur geringen Einfluß auf die beim Teufen des Schachtes auftretenden viskoplastischen Verformungen haben.

Die im 3. Rechenschritt der Fälle KSVa und KSVB berücksichtigte Schachtausmauerung wurde durch zwei Elementreihen simuliert. Der Betonformsteinausbau wurde durch eine 50 cm dicke Elementreihe, die Schachthinterfüllung aus Wabensteinen durch eine 15 cm dicke Elementreihe nachgebildet. Der E-Modul der Betonformsteine wurde auf der Grundlage von Versuchsergebnissen an Mauerwerksproben mit $E = 19000$ MN/m² angenommen [4]. Den Wabensteinen wurde ein E-Modul von 100 MN/m² zugrunde gelegt, der als Schätzwert anzusehen ist. Sowohl für die Betonformsteine als auch für die Wabensteine wurde eine linear elastische Spannungs-Verformungsbeziehung angenommen.

In den Abbildungen D-4.21 und D-4.22 sind die für die Fälle KSVa und KSVB im dritten Rechenschritt ermittelten radialen und tangentialen Spannungskomponenten (σ_r , σ_t) sowie die Dehnungen in radialer Richtung (ϵ_r) über den Abstand zur Schachtwand (Δr) aufgetragen. In Schachtnähe ergibt sich jeweils eine Spannungserhöhung in tangentialer Richtung und eine Entlastung in radialer Richtung. Die Dicke der plastischen Zone um den Schacht, in der die Scherfestigkeit des Gebirges überschritten wird, beträgt $D_p = 2,35$ m (Fall

KSVA) bzw. $D_p = 1,35$ m (Fall KSVB). Innerhalb dieser Zone ist ein steiler Anstieg der radial gerichteten Gebirgsdehnungen, die an der Schachtwand ca. 30 ‰ erreichen, zu erkennen. Die errechneten Radialspannungen am Schachtrand betragen $p_a \approx 0,8$ MN/m² (Fall KSVA) bzw. $p_a \approx 0,6$ MN/m² (Fall KSVB). Daraus lassen sich maximale Tangentialspannungen im Schachtausbau von max. $\sigma_t = 5,5$ MN/m² (Fall KSVA) bzw. 4,2 MN/m² (Fall KSVB) ableiten.

Auf der Grundlage der in den Abbildungen D-4.21 und D-4.22 dargestellten, für die Fälle KSVA und KSVB im 3. Rechenschritt ermittelten radialen Gebirgsdehnungen sowie der Annahmen, die für die Verteilung der Wasserdurchlässigkeit in der Auflockerungszone des Schachtes Konrad 2 im Bereich der Versuchsstrecken getroffen wurden, werden nachfolgend die im Kapitel 4.3 eingeführten Modellparameter bestimmt.

Dazu werden die Beziehungen (4.14) und (4.15), die den Zusammenhang zwischen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und radialer Gebirgsdehnung im elastischen Bereich bzw. der plastischen Zone beschreiben, verwendet. In diese wird für drei vorgegebene Abstände zur Schachtachse ($R_1 = 4,75$ m, $R_2 = 8,25$ m, $R_3 = 14$ m) der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert eingesetzt, der aus den Ergebnissen der WD-Tests abgeleitet wurde, sowie die zugehörigen radialen Dehnungen, die im 3. Rechenschritt des Falls KSVA errechnet wurden. Durch Einsetzen der unteren Grenzwerte der für die Auflockerungszone angenommenen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ergibt sich die in der Abbildung D-4.23 als durchgezogene Linie dargestellte Abhängigkeit der k_f -Werte vom Abstand zur Schachtwand (Δr) bzw. Schachtachse (r). Für die oberen Grenzwerte der für die Auflockerungszone angenommenen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ergibt sich der in der Abbildung D-4.23 als gestrichelte Linie dargestellte Zusammenhang.

Die auf diese Weise an den Ergebnissen der WD-Tests geeichten Modellparameter, die auf der Grundlage der Ergebnisse des Falls KSVA für den Untersuchungsbereich der 343 m-Sohle abgeleitet wurden, sind in der Abbildung D-4.23 angegeben.

Bemerkenswert ist, daß sich für den auf diese Weise indirekt ermittelten Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des ungestörten Gebirges

(k_{f0}) sehr geringe Werte von $3,5 \cdot 10^{-13}$ m/s (unterer Grenzwert) und $3,5 \cdot 10^{-12}$ m/s (oberer Grenzwert) ergeben. Diese Werte bestätigen die Ergebnisse der in der Bohrung K101 durchgeführten hydraulischen Tests, in denen für die Schichten des Alb und Apt generell Durchlässigkeitsbeiwerte von weniger als 10^{-11} m/s bestimmt wurden [15].

Die Ergebnisse einer entsprechenden Eichung der für den Fall KSVB im 3. Rechenschritt errechneten Gebirgsdehnungen an den Ergebnissen der WD-Tests sind in der Abbildung D-4.24 dargestellt. Für diese Eichung wurden die aus den WD-Tests abgeleiteten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte und errechneten Gebirgsdehnungen nur für die Abstände $R_2 = 8,25$ m und $R_3 = 14$ m zur Schachttachse, die innerhalb des elastischen Gebirgsbereiches liegen, korreliert. Im Bereich der plastischen Zone wurde von der gleichen Abhängigkeit zwischen Wasserdurchlässigkeit und radialer Dehnung ausgegangen, die sich bei der Eichung der Ergebnisse des Fall KSVB ergeben hat:

$$k_f^{(P)} = k_{fC} \cdot (\epsilon_r)^{0,25} \quad (4.17)$$

Dadurch ergibt sich für den Fall KSVB im Abstand $R_1 = 4,75$ m zur Schachttachse ein etwas größerer k_f -Wert als für den Fall KSVB (vgl. Abb. D-4.23 und D-4.24).

Die für den Untersuchungsbereich der 541 m-Sohle abgeleiteten Modellparameter sind in der Abbildung D-4.24 angegeben. Es ergeben sich für den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des ungestörten Gebirges (k_{f0}) die gleichen Werte wie für die 343 m-Sohle. Der Parameter C ist dagegen deutlich geringer.

An dieser Stelle sei angemerkt, daß die Größe der Modellparameter von den Kennwerten abhängig ist, die der zur Eichung verwendeten Berechnung zugrunde gelegt werden. Das bedeutet, daß den nachfolgend beschriebenen Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte, auf deren Grundlage der Nachweis der Dichtigkeit im Bereich der Unterkreide geführt wird (Kapitel 7), die gleichen Kennwerte zugrundezulegen sind wie den Fällen KSVB und KSVB. Die Wahl anderer Kennwerte würde auch eine Eichung anhand von Berechnungen zum bestehenden Zustand mit anderen Kennwerten voraussetzen.

5. Mineralische Abdichtung im Bereich der Unterkreide - Variante A

5.1 Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte

Das Konzept und die Wirkungsweise der mineralischen Abdichtung - Variante A wurde bereits im Kapitel 3.2 erläutert und in der Abbildung D-3.2 qualitativ dargestellt. Daraus geht hervor, daß die Wechselwirkung zwischen der Kernverfüllung aus einer mineralischen Trockenmischung, der Gleitschicht aus Ton und dem Gebirge (Unterkreide) durch sogenannte Kennlinien erfaßt werden kann. Die Kennlinien beschreiben die in Abhängigkeit von den Radialspannungen auftretenden Radialverschiebungen.

Die Kennlinie für das Gebirge, deren Verlauf aufgrund unterschiedlicher Gebirgskennwerte und Spannungszustände teufenabhängig ist, wird mit Hilfe von FE-Berechnungen repräsentativ für zwei Teufenbereiche in der Unterkreide ermittelt.

Zur Durchführung dieser Berechnungen sind Annahmen zum Bauablauf und zur Entwicklung des radialen Stützdrucks aus der Verfüllung erforderlich. Diese Annahmen sind in der Abbildung D-5.1 dargestellt. Es wird davon ausgegangen, daß die Verfüllung des Schachtes der Herausnahme des vorhandenen Ausbaus und der visuell erkennbaren aufgelockerten Gebirgszone mit einem Abstand von ca. 10 m nachfolgt (vgl. Kapitel 9). Die Standzeit des offenen ungestützten Stoßes soll höchstens 5 Tage betragen. Die in diesem Zeitraum, d.h. bis zum Beginn der Wirkung des Verfülldruckes eintretenden Stoßverschiebungen (Konvergenz) werden mit δ_{rGO} bezeichnet. Bei der Ermittlung der Transmissivität des die Schächte umgebenden Gebirges (s. Kapitel 7) ist dieser Verschiebungsanteil zu berücksichtigen; auf den Verlauf der hier zu bestimmenden Gebirgskennlinie hat er jedoch keinen Einfluß.

Für den Arbeitsfortschritt wird von einer mittleren Verfülleistung von ca. 3 m/Tag ausgegangen. Im Zuge der Verfüllung baut sich ein stetig zunehmender, auf den Stoß wirkender Verfülldruck auf. Wie in der Konzeptbeschreibung im Kapitel 3.2 bereits erläutert hängen die Zunahme des Verfülldruckes mit der Tiefe unter der temporären Verfüllungsoberkante sowie der Endwert des Verfülldruckes von der Größe des sich einstellenden Siloeffektes ab. Für die Berechnungen

wird von einer auf die Zeit bezogenen Zunahme des radialen Stützdruckes von $0,025 \text{ MN/m}^2$ je Tag ausgegangen. Im Kapitel 5.4 wird gezeigt, daß diese Annahme größenordnungsmäßig zutreffend ist und den Berechnungen zugrunde gelegt werden kann. Der Verlauf des radialen Stützdruckes ist für einen Zeitpunkt während des Einbaus der mineralischen Abdichtung für den oberen Bereich der bis zum betrachteten Zeitpunkt eingebauten Verfüllung in der Abbildung D-5.1 dargestellt. Die Zunahme des Stützdruckes mit der Tiefe ist in diesem Bereich linear.

Die in den FE-Berechnungen durchgeführten einzelnen Rechenschritte sind in der Abbildung D-5.2 wiedergegeben. Die Berechnungen stellen eine Fortsetzung der bereits im Kapitel 4 erläuterten Berechnungen zum bestehenden Zustand der Schächte (Rechenschritte 1-3) dar. Auf eine erneute Beschreibung des verwendeten Programmsystems, des FE-Netzes und der Randbedingungen kann daher an dieser Stelle verzichtet werden.

Im 4. Rechenschritt werden das Entfernen der vorhandenen Schachtausmauerung und die Erweiterung des Schachtquerschnittes auf einen Radius von 5 m nachgebildet. Es wird weiterhin die maximal zu erwartende Standzeit des offenen Stoßes von 5 Tagen bis zum Beginn der Verfüllung im betrachteten Teufenbereich simuliert (Abb. D-5.2).

Die zeitliche Entwicklung des radialen Stützdruckes $\sigma_r(t)$ wird in insgesamt 7 Rechenschritten (5.-12. Rechenschritt) simuliert. Die Simulation des Stützdruckaufbaus ist im einzelnen in der Abbildung D-5.3 dargestellt. Wie erwähnt wird eine mittlere Zunahme des Stützdruckes von $0,025 \text{ MN/m}^2$ je Tag zugrunde gelegt. In der Berechnung wird der Stützdruck durch die Erhöhung der radial auf den Schachtstoß wirkenden Knotenkräfte stufenweise in Schritten von zunächst $0,1 \text{ MN/m}^2$ (5.-10. Rechenschritt) und zum Schluß $0,25 \text{ MN/m}^2$ (11. und 12. Rechenschritt) aufgebracht. Der Endwert des in der Berechnung simulierten Stützdruckes beträgt $1,1 \text{ MN/m}^2$ und wird ca. 50 Tage nach der Öffnung des Stoßes erreicht.

Die Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte werden stellvertretend für den gesamten Bereich der Unterkreide für zwei Be-

rechnungsschnitte mit unterschiedlicher Teufe durchgeführt (vgl. Kapitel 4). Im Berechnungsfall KSVAV wird der Teufenbereich bei ca. 350 m untersucht, der am Schacht Konrad 2 dem stratigraphischen Abschnitt des Mittelalb entspricht. Die für diesen Gebirgsbereich anzunehmenden felsmechanischen Kennwerte, die bereits im Kapitel 4 näher erläutert wurden, sind in der Abbildung D-5.4 noch einmal wiedergegeben.

Im Berechnungsfall KSVBV wird der Teufenbereich bei ca. 550 m untersucht, der am Schacht Konrad 2 dem stratigraphischen Abschnitt des Barrême entspricht. Auch die für diesen Gebirgsbereich anzunehmenden felsmechanischen Kennwerte (vgl. Kapitel 4) sind in der Abbildung D-5.4 zusammengestellt. Desweiteren finden sich in der Abbildung D-5.4 die bezüglich der Standzeiten des offenen Stoßes und der zeitlichen Entwicklung des Stützdrucks getroffenen Annahmen (s.o.). Diese Annahmen wurden für die beiden untersuchten Berechnungsfälle KSVAV und KSVBV gleich gewählt.

In der Abbildung D-5.5 ist das Prinzip der Ermittlung der Gebirgskennlinie qualitativ dargestellt. Es wird ein horizontaler scheibenförmiger Gebirgsausschnitt mit einer kreisförmigen Öffnung (Schacht) betrachtet. Die horizontalen Primärspannungen in der Scheibenebene sind in allen Richtungen gleich groß und betragen σ_{H0} . Das Verhalten des Gebirges wird im elastischen Bereich durch den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν und im plastischen Bereich durch die Scherparameter c und φ sowie durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben. Der radial auf die Ausbruchslaibung wirkende Stützdruck wird mit σ_r bezeichnet, während die nach innen gerichteten Radialverschiebungen der Ausbruchslaibung δ_r genannt werden.

In dem in der Abbildung D-5.5 wiedergegebenen Diagramm ist die Abhängigkeit der Radialverschiebungen δ_r vom Stützdruck σ_r dargestellt. Wirkt unmittelbar nach dem Ausbruch des Schachtquerschnittes ein Stützdruck in der Größe der horizontalen Primärspannungen ($\sigma_r = \sigma_{H0}$), so treten keine Verschiebungen auf ($\delta_r = 0$). Nimmt man den Stützdruck stetig zurück, so folgt die Radialverschiebung bei elastischem Gebirgsverhalten der in der Abbildung D-5.5 darge-

stellten und mit "Entlastung (radial)" bezeichneten Geraden. Der Zuwachs der Radialverschiebungen ist in diesem Fall linear.

Die radiale Entlastung führt jedoch im an den Schacht angrenzenden Gebirgsbereich zu einer Erhöhung der Tangentialspannungen. In Abhängigkeit von der Höhe der Spannungen und von der Festigkeit des Gebirges kann es zu Festigkeitsüberschreitungen und zum Auftreten plastischer Verformungen kommen, die wesentlich größer als die elastischen sind. In der Abbildung D-5.5 ist beispielhaft der Verlauf der Radialverschiebungen δ_r bei Verringerung des Stützdrucks σ_r unter der Annahme viskoplastischen Gebirgsverhaltens dargestellt.

Wird anschließend der Stützdruck wieder erhöht, kann nur der elastische Anteil der Verschiebungen rückgängig gemacht werden. Es verbleibt ein irreversibler plastischer Verschiebungsanteil δ_{r0} (s. Abb. D-5.5). Da das plastische Verhalten des Gebirges zeitabhängig ist (vgl. Kapitel 4), hängt die Größe dieses irreversiblen Verschiebungsanteils von der Zeitspanne ab, die zwischen der Entlastung des Gebirges und der Wiederbelastung (Stützung) liegt. Der irreversible Verschiebungsanteil ist daher in der Abbildung D-5.5 mit $\delta_{r0}(t)$ bezeichnet.

In der Abbildung D-5.6 ist die im Fall KSVAV ermittelte Radialverschiebung δ_r der Schachtwand in Abhängigkeit vom mit der Zeit zunehmenden Stützdruck σ_r (vgl. Abb. D-5.3) dargestellt. Der Wert $\delta_{rGO} = 17,7$ mm kennzeichnet den Verschiebungsanteil, der nach der Herausnahme des Ausbaus und der Erweiterung des Querschnitts bis zum Beginn der Verfüllung eingetreten ist. Anschließend wachsen die Radialverschiebungen bis zum Aufbau eines Stützdrucks von ca. $0,6 \text{ MN/m}^2$ an, bis sie bei weiterer Erhöhung des Stützdrucks wieder abnehmen. Die bei Stützdrücken oberhalb von $0,6 \text{ MN/m}^2$ eintretende Abnahme der Verschiebungen verläuft linear und gibt den maßgeblichen Verlauf der Gebirgskennlinie wieder.

Die entsprechenden Ergebnisse für den Berechnungsfall KSVBV (ca. 550 m Teufe, Gebirgsbereich Barrême im Schacht Konrad 2) sind in der Abbildung D-5.7 dargestellt. Aufgrund der höheren Festigkeit des Gebirges (vgl. Abb. D-5.4) sind die plastischen Verschiebungs-

anteile wesentlich kleiner. Die Rückverformung des Gebirges setzt bereits bei Stützdrücken von weniger als $0,1 \text{ MN/m}^2$ ein.

5.2 Bodenmechanische Kennwerte der Verfüllmaterialien

Die bodenmechanischen Kennwerte der mineralischen Trockenmischung, die als Kernverfüllung eingebracht wird, und des Tones, der die Funktion einer Gleitschicht zwischen der Kernverfüllung und dem Gebirge übernehmen soll, sind in der Abbildung D-5.8 zusammengestellt.

Für die mineralische Trockenmischung ist ein Gemisch aus Kies (8/16 mm), Quarzmehl-Füller (0/2 mm) und reinem Bentonit vorgesehen, wie es von der [REDACTED] angeboten wird. Die Ergebnisse bodenmechanischer Versuche an derartigen Trockenmischungen sind in der Unterlage [10] wiedergegeben. Die Angaben in der Abbildung D-5.8 wurden hieraus entnommen. Die Wichte des trocken eingebauten Mineralgemisches beträgt ca. 22 kN/m^3 ; unter Auftrieb verringert sie sich auf ca. 12 kN/m^3 . Der aus Großödometerversuchen abgeleitete Steifemodul ist spannungsabhängig und läßt sich näherungsweise durch die Beziehung $E_S = v_e \cdot \sigma + E_{S0}$ beschreiben. Der Anfangssteifemodul beträgt etwa $E_{S0} = 5 \text{ MN/m}^2$. Der dimensionslose Kompressionsbeiwert läßt sich aus der Last-Setzungslinie zu etwa $v_e = 54$ bestimmen.

Die Scherfestigkeit des trockenen Mineralgemisches wird i.w. durch den Kiesanteil bestimmt und läßt sich durch $\varphi' = 43^\circ$ und $c' = 27 \text{ kN/m}^2$ angeben. Der geringe Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k < 10^{-10} \text{ m/s}$ wird durch den Füller- und vor allem durch den Bentonitanteil bewirkt, der zu einem hohlraumarmen Verfüllmaterial führt. Das Quellvermögen des Bentonits wird rechnerisch nicht in Ansatz gebracht. Es gewährleistet jedoch Sicherheitsreserven bei der Wasserdurchlässigkeit und beim aus der Verfüllung resultierenden Stützdruck.

Für die beim Einbau ca. 10 cm dicke Gleitschicht soll ein ausgeprägt plastischer Ton verwendet werden. Bodenmechanische Kennwerte für derartige Tone finden sich in den Unterlagen [17], [18] und [19]. In der Abbildung D-5.8 sind die in der Literatur angegebenen

Streubereiche für die einzelnen Kennwerte aufgeführt. Weiterhin sind die gewählten, den rechnerischen Untersuchungen zugrunde gelegten Kennwerte angegeben.

Auch beim Ton ist der Steifemodul spannungsabhängig und läßt sich durch die o.g. Beziehung beschreiben. Für den Anfangssteifemodul kann von $E_{50} \approx 1 \text{ MN/m}^2$ und für den Kompressionsbeiwert von $v_e \approx 10$ ausgegangen werden.

Im Hinblick auf die Angaben zur Scherfestigkeit ist noch einmal darauf hinzuweisen, daß die Tonschicht wegen der geforderten Gleitschichtfunktion im wassergesättigten, unkonsolidierten Zustand eingebaut wird. Mit zunehmender Erhöhung des Seitendrucks aus der Kernverfüllung bzw. aus dem Gebirge konsolidiert der Ton im Laufe der Zeit unter den auftretenden Spannungen. Der Ton gibt hierbei Wasser ab und wird zusammengedrückt. Es tritt hierbei eine Verfestigung des Tones ein, die abgeschlossen ist, wenn der aus der schnellen Belastungsaufbringung resultierende Porenwasserüberdruck im Ton abgebaut ist. Die Spannungen werden dann im Ton allein durch das Korngerüst übertragen. Dieser Zustand wird als "konsolidiert" bezeichnet.

Die Scherfestigkeit des Tones im unkonsolidierten Zustand wird durch die sogenannte undränierete Scherfestigkeit c_u beschrieben. Dieser Wert kann im vorliegenden Falle mit etwa $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden. Im konsolidierten Zustand kann die Festigkeit des Tones unter Berücksichtigung möglicher kleiner Scherbewegungen durch die Restscherfestigkeit $\varphi'_r = 6^\circ$ ($c'_r = 0$) beschrieben werden.

Im Rahmen der rechnerischen Untersuchungen wird vereinfachend angenommen, daß die undränierete Scherfestigkeit c_u während des Konsolidierungsvorganges konstant bleibt und bis zum Erreichen der Konsolidierungszeit T gültig ist. Danach wird für die Scherfestigkeit der Restreibungswinkel φ'_r angenommen (vgl. Abb. D-3.2).

Die übrigen, hier nicht im einzelnen besprochenen Kennwerte des Tones der Gleitschicht können der Abbildung D-5.8 entnommen werden.

5.3 Spannungen und Verformungen in der Gleitschicht aus Ton

Wie bereits im Kapitel 5.2 erläutert wird die Gleitschicht aus Ton im wassergesättigten, unkonsolidierten Zustand eingebaut. Mit zunehmender Verfüllhöhe erhöhen sich die in horizontaler Richtung auf die Gleitschicht einwirkenden Spannungen. Grundsätzlich erhöhen sich auch die in vertikaler Richtung aus dem Eigengewicht des Tones resultierenden Spannungen in der Gleitschicht. Durch eine einfache Gleichgewichtsbetrachtung läßt sich jedoch zeigen, daß sich der Ton in dem vergleichsweise schmalen Schlitz infolge der undränierten Scherfestigkeit c_u am Gebirge und am Kern aufhängt. Es findet daher praktisch keine Erhöhung der Vertikalspannungen in der Gleitschicht statt. Der eingebaute Ton muß demzufolge unter den auftretenden Horizontalspannungen konsolidieren.

Im Verlaufe der Konsolidation werden die durch die schnelle Lastaufbringung aufgebauten Porenwasserüberdrücke durch Auspressen von Wasser in eine angrenzende, wasseraufnahmefähige Schicht abgebaut. Das unmittelbar an die Tonschicht angrenzende Gebirge hat nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen eine größere Wasserdurchlässigkeit als der Ton. Das Gebirge wirkt während des Konsolidationsvorganges quasi als Filterschicht.

Mit dem Abbau der Porenwasserüberdrücke gehen die sogenannten Konsolidationssetzungen einher. Beim hier betrachteten Konsolidationsvorgang der Tonschicht unter der Einwirkung horizontaler Spannungen handelt es sich dabei um eine Zusammendrückung der Gleitschicht in horizontaler Richtung um das Maß $\delta_{rT}(t)$. Eine erläuternde Skizze hierzu findet sich im oberen Teil der Abbildung D-5.9.

Der Fortschritt der Konsolidation zu einem bestimmten Zeitpunkt t seit Beginn der Belastungsänderung wird mit Hilfe des Konsolidationsgrades U ausgedrückt. Er kann mit Hilfe der Porenwasserüberdrücke oder der Setzungen definiert werden. $U = 0$ bedeutet, daß infolge der Belastungszunahme $\Delta\sigma$ weder Setzungen eingetreten sind noch der induzierte Porenwasserüberdruck sich bereits vermindert hat. Dieser Zustand ist unmittelbar nach dem Aufbringen der Zusatzbelastung $\Delta\sigma$ vorhanden. $U = 1$ bedeutet entsprechend, daß die

Setzungen in voller Größe eingetreten sind und daß die Porenwasserüberdrücke vollständig abgebaut sind.

Die zeitliche Entwicklung des Konsolidationsgrades U läßt sich für die vorliegenden Randbedingungen nach der eindimensionalen Konsolidationstheorie in Abhängigkeit von der bezogenen Konsolidationszeit T_H in der in Abbildung D-5.9 (oben rechts) dargestellten Weise angeben. Die bezogene Konsolidationszeit ist proportional zur Echtzeit t . Der Proportionalitätsfaktor ist abhängig von der Wasserdurchlässigkeit, dem Steifemodul und der Dicke der Tonschicht sowie von der Wichte des Wassers. Aus dem in der Abbildung D-5.9 wiedergegebenen Diagramm läßt sich ablesen, daß der Konsolidationsgrad $U = 1$ näherungsweise nach einer bezogenen Konsolidationszeit $T_H = 2$ erreicht wird. Da die Größen k , E_S , d und γ_w bekannt sind, läßt sich die Konsolidationszeit T unter der Annahme von $T_H = 2$ ermitteln.

Wie im Kapitel 5.2 erläutert ist der Steifemodul E_S der Tonschicht spannungsabhängig. Er erhöht sich mit zunehmender Radialspannung σ_r . Die Konsolidationszeit T ist daher von der Größe der auftretenden Radialspannung σ_r abhängig. Die endgültigen Radialspannungen treten jedoch nicht sofort in voller Größe auf, sondern wachsen im Zuge der Verfüllung langsam an. Der Zeitpunkt der vollständigen Konsolidation des Tones wird dadurch immer wieder verschoben, d.h. die Konsolidationszeit T verlängert sich. Im Rahmen der hier durchzuführenden Untersuchungen kann jedoch konservativ angenommen werden, daß sich die Konsolidationszeit T aus der mittleren bis zum Konsolidationszeitpunkt auftretenden Radialspannung $\bar{\sigma}_r$ bestimmen läßt. Die Beziehung zwischen dieser mittleren Radialspannung und der Konsolidationszeit ist in der Abbildung D-5.9 graphisch dargestellt. Die maßgebliche Konsolidationszeit läßt sich hieraus entnehmen, wenn die auftretende Größe von $\bar{\sigma}_r$ bekannt ist. Hierzu sind jedoch Betrachtungen zur Entwicklung der Spannungen in der Kernverfüllung erforderlich, die im Kapitel 5.4 durchgeführt werden. Es wird daher erst im Kapitel 5.4 die Konsolidationszeit bestimmt.

Die tatsächlich auftretende Konsolidationszeit wird bei der beschriebenen Vorgehensweise unterschätzt. Sie ist erheblich länger

als der im Rahmen der Berechnungen verwendete Wert. Diese Vorgehensweise liegt jedoch auf der sicheren Seite, da sich die Spannungen in der Kernverfüllung im Sinne der zu führenden Nachweise bei längeren Konsolidationszeiten wesentlich günstiger entwickeln.

Die Zusammendrückung der Tonschicht in Abhängigkeit von der Radialspannung (Kennlinie der Tonschicht) läßt sich ohne Kenntnis der Konsolidationszeit angeben. Der Verlauf der Kennlinie ist in der Abbildung D-5.10 dargestellt. Aufgrund des spannungsabhängigen Steifemoduls tritt im niedrigen Spannungsniveau bei geringer Erhöhung der Spannungen eine relativ starke Zunahme der Zusammendrückung ein. Bei höheren Spannungen fällt die Zunahme der Zusammendrückung immer kleiner aus. Für sehr große Spannungen strebt die Zusammendrückung der anfänglich 10 cm dicken Tonschicht wegen der mit wachsenden Spannungen zunehmenden Versteifung gegen den Grenzwert von 1 cm.

5.4 Spannungen und Verformungen im Kern

Die im Verfüllungskern auftretenden Spannungen hängen nicht nur von den bodenmechanischen Kennwerten des Verfüllmaterials sondern auch von den "Umgebungsbedingungen" ab. Hierunter sind die geometrischen Verhältnisse, die Reibung zwischen Kern und Gebirge bzw. Tonschicht und die Steifigkeit der Tonschicht und des Gebirges zu verstehen.

Wäre die Reibung zwischen der Verfüllung und der Schachtwandung vollständig ausgeschaltet, so würde die Vertikalspannung in der Verfüllung in jeder Tiefe gerade dem Produkt aus der Wichte und der jeweiligen Tiefe ($\gamma \cdot z$) entsprechen. Bei unnachgiebiger Schachtwandung ergibt sich die Horizontalspannung in der Verfüllung (Seitendruck) in Abhängigkeit von der Querdehnungszahl zu $k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$. Bei der mineralischen Trockenmischung (■■■■■) beträgt dieser Seitendruckbeiwert, der dem Beiwert für den Erdruchdruck entspricht, etwa 0,5.

Da sich die Verfüllung des Schachtes je nach Art und Größe der Wandreibung mehr oder weniger stark an der Schachtwandung aufhängt, sind die tatsächlich auftretenden Vertikalspannungen klei-

ner als $\gamma \cdot z$. Dieser Effekt, der auf eine Verspannung der Verfüllung im Schacht zurückzuführen ist, wird als Siloeffekt bezeichnet. Die nach der Silotheorie zur Ermittlung der Vertikalspannungen gültigen Beziehungen sind für verschiedene Fälle in der Abbildung D-5.11 zusammengestellt. Der Verlauf der Vertikalspannungen ist außerdem jeweils qualitativ dargestellt.

Tritt der Siloeffekt nur infolge der Wirkung der undrännierten Scherfestigkeit c_u auf, so nehmen die Vertikalspannungen mit der Tiefe linear zu, jedoch in einem geringeren Maß, als ohne Silowirkung (s. Abb. D-5.11, oben). Dieser Fall soll bei der Schachtverfüllung bis zur Konsolidation der Gleitschicht aus Ton gelten.

Nach der Konsolidation der Tonschicht wird die Reibung zwischen der Verfüllung und dem Gebirge durch den Restreibungswinkel der Tonschicht bestimmt (vgl. Kapitel 5.2). Die Entwicklung der Vertikalspannungen folgt der in der Abbildung D-5.11 (mitte) angegebenen Beziehung. Der Zuwachs der Vertikalspannungen geht mit der Tiefe zurück. In großen Tiefen erreichen die Vertikalspannungen einen endlichen Grenzwert ("Silospannung"). Wie aus der Abbildung D-5.11 zu entnehmen ist, wird der Verlauf der Vertikalspannung auch durch den Seitendruckbeiwert bestimmt. Hierfür kann mit ausreichender Genauigkeit stets der o.g. Ruhedruckbeiwert ($k_0 = 0,5$) angenommen werden.

Abschließend ist noch zu betrachten, welche Vertikalspannungen sich in der mineralischen Verfüllung infolge einer an der Oberkante der Verfüllung angreifenden Auflast (Asphaltdruck) ergeben (Abb. D-5.11, unten). Aufgrund des Siloeffektes werden die Auflastspannungen i.w. im oberen Bereich der mineralischen Verfüllung abgetragen. In größeren Tiefen ist der aus der Auflast resultierende Spannungsanteil vernachlässigbar klein.

Es ist noch anzumerken, daß zum Zeitpunkt des Asphalteinbaus von der Scherfestigkeit φ'_r in der gesamten Tonschicht ausgegangen wird. Aus den bereits erläuterten Gründen ist dies als eine konservative Annahme anzusehen. Da die Tonschicht auch unter den aus der Asphaltauflast resultierenden Horizontalspannungen zunächst einmal konsolidieren muß, werden die Spannungen in der minerali-

schen Verfüllung tatsächlich größer als in den Berechnungen angenommen. Im Sinne des Transmissivitätsnachweises wirken sich höhere Spannungen jedoch günstig aus.

Zur Ermittlung der Teufe, bis zu der sich die Spannungen aus der Silowirkung infolge c_u ergeben, ist die Bestimmung der Konsolidationszeit erforderlich. Hierzu wird auf das im Kapitel 5.3 bereits erläuterte und in der Abbildung D-5.9 dargestellte Diagramm zurückgegriffen, das die Abhängigkeit der Konsolidationszeit T von der mittleren Radialspannung $\bar{\sigma}_r$ wiedergibt. Dieses Diagramm ist in der Abbildung D-5.12 noch einmal dargestellt. Weiterhin ist dort die zeitabhängige Entwicklung der mittleren Radialspannung $\bar{\sigma}_r$ auf der Grundlage der Silotheorie (Wirkung von c_u) eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Graphen liefert die maßgebliche Konsolidationszeit T . Sie beträgt ca. 38 Tage. Wie bereits erwähnt ist die in der Realität auftretende Konsolidationszeit deutlich länger als die unter vereinfachenden Annahmen rechnerisch ermittelte.

Bei einem Verfüllfortschritt von ca. 3 m/Tag ergibt sich nach 38 Tagen eine Verfüllhöhe von ca. 114 m. Die Tonschicht konsolidiert demzufolge in jeweils ca. 114 m Tiefe unterhalb des temporären Verfüllniveaus. Im darüberliegenden Bereich ergeben sich die Spannungen annahmegemäß nach der Silotheorie für die Scherfestigkeit c_u und im darunterliegenden für die Scherfestigkeit φ'_r . Der entsprechende Verlauf der Vertikalspannungen ist in der Abbildung D-5.13 dargestellt. Ebenfalls sind die horizontalen Radialspannungen dargestellt, die sich hieraus bei Annahme eines Seitendruckbeiwerts von 0,5 ergeben.

Nach dem vollständigen Einbau der mineralischen Abdichtung wird die darüberliegende Asphaltverfüllung eingebracht. Wenn man davon ausgeht, daß zu diesem Zeitpunkt auch im oberen Bereich der mineralischen Abdichtung die Scherfestigkeit des Tones durch den Restreibungswinkel φ'_r beschrieben werden kann, so ergeben sich insgesamt die in der Abbildung D-5.14 dargestellten Vertikal- und Horizontalspannungen in der mineralischen Abdichtung (vgl. hierzu Abb. D-5.11).

In der Abbildung D-5.14 sind die beiden Berechnungsschnitte in ca. 350 m und ca. 550 m Teufe (bezogen auf Schacht Konrad 2, vgl. Abb. D-5.4) gekennzeichnet, für die die rechnerischen Nachweise stellvertretend für die gesamte Unterkreide geführt werden sollen.

Die in der Abbildung D-5.14 dargestellten Spannungen in der Kernverfüllung ergeben sich, wenn die Verformungen des Gebirges und der Gleitschicht nicht berücksichtigt werden. Wie bereits erläutert ist für die auftretenden Spannungen und Verformungen jedoch die Wechselwirkung zwischen dem Kern, der Gleitschicht und dem Gebirge maßgeblich. Es ist daher auch für den Kern der mineralischen Abdichtung eine Kennlinie zu ermitteln.

Unter der Bedingung, daß die Vertikaldehnung ϵ_z der Kernverfüllung bei horizontaler (radialer) Verformung des Kerns nicht behindert ist, läßt sich für die radiale Verschiebung δ_{rk} der Kernmantelfläche die in der Abbildung D-5.15 angegebene Beziehung ableiten. Die graphische Darstellung von δ_{rk} in Abhängigkeit von der Radialspannung σ_r stellt die Kennlinie des Kerns dar. Aus der angegebenen Gleichung für δ_{rk} ist ersichtlich, daß die Radialverschiebung u.a. auch von der Vertikalspannung σ_z abhängt. Der Verlauf der Kennlinien ist demzufolge teufenabhängig. Es sind für die beiden zu untersuchenden Teufenbereiche jeweils eigene Kernkennlinien anzugeben (s. Abb. D-5.15). Die zur Auswertung erforderlichen Vertikalspannungen in den beiden Berechnungsschnitten können der Abbildung D-5.14 entnommen werden.

Die beiden dargestellten Kennlinien (Abb. D-5.15) gelten für elastisches Verhalten des Kernes. Der elastische Bereich wird nach der Erddrucktheorie durch den aktiven und den passiven Grenzfall beschränkt. Bei Überschreitung dieser Grenzen tritt jeweils der Bruchzustand ein. Der Gültigkeitsbereich der abgeleiteten Kennlinien ist in der Abbildung D-5.15 jeweils markiert. Er ergibt sich aus dem vorliegenden Spannungszustand und der Scherfestigkeit des Verfüllmaterials. Für die interessierenden Spannungsbereiche, die in der Größenordnung von etwa $\sigma_r = 1 \div 2 \text{ MN/m}^2$ liegen, sind die dargestellten Kennlinien demnach gültig.

5.5 Wechselwirkung zwischen Kern, Gleitschicht und Gebirge

Nachdem die Kennlinien für das Gebirge (Kap. 5.1), die Gleitschicht (Kap. 5.3) und den Kern (Kap. 5.4) jeweils für die beiden betrachteten Berechnungsschnitte in 350 m und 550 m Teufe (bezogen auf Schacht Konrad 2) ermittelt wurden, kann die Wechselwirkung zwischen den o.g. Komponenten untersucht werden.

Wäre keine Tonschicht zwischen dem Gebirge und der Kernverfüllung vorhanden, so könnten die Kennlinien für das Gebirge und den Kern unmittelbar zum Schnitt gebracht werden, um die maßgeblichen Spannungen und Verschiebungen zu erhalten. Im vorliegenden Fall ist jedoch die Zusammendrückung der Tonschicht von der Konvergenz des Gebirges abzuziehen, um den Betrag der Kernzusammendrückung zu erhalten. Entsprechend ist die Kennlinie der Tonschicht von der Kennlinie des Gebirges zu subtrahieren und die daraus resultierende Kennlinie mit der Kennlinie des Kerns zum Schnitt zu bringen.

In der Abbildung D-5.16 ist diese Vorgehensweise für den Berechnungsschnitt in ca. 350 m Teufe (Schacht Konrad 2) dargestellt. Der Gleichgewichtszustand ergibt sich für eine Radialspannung von $1,24 \text{ MN/m}^2$. Die zugehörige radiale Zusammendrückung des Kerns beträgt ca. 4,2 mm. Da die Zusammendrückung der Tonschicht bei dieser Spannung ca. 9,2 mm beträgt (s. Abb. D-5.10), ergibt sich für die nach innen gerichtete Verschiebung der Schachtwand ein Wert von 13,4 mm. Es ist dies die Verschiebung, die die Schachtwand nach dem Beginn der Verfüllung im betrachteten Niveau erfährt.

Die entsprechenden Ergebnisse für den tiefer liegenden Berechnungsschnitt bei ca. 550 m Teufe (Schacht Konrad 2) finden sich in der Abbildung D-5.17. Der Gleichgewichtszustand ergibt sich hier für eine Radialspannung von ca. $1,15 \text{ MN/m}^2$. Da die Verschiebung des Schachtrandes aufgrund der höheren Gebirgsfestigkeit in diesem Bereich unter der o.g. Radialspannung ins Gebirge hinein gerichtet ist und zusätzlich die Konsolidationszusammendrückung der Tonschicht auftritt, muß sich der Kern der Verfüllung ausdehnen. Seine nach außen gerichtete Randverschiebung beträgt ca. 12,8 mm. Die Zusammendrückung der Tonschicht ergibt sich etwa zu 9,1 mm, so

daß die ins Gebirge gerichtete Schachtrandverschiebung etwa 3,7 mm betragen muß.

Die für die beiden Berechnungsschnitte ermittelten Spannungs- und Verschiebungszustände sind die Grundlage für den Nachweis der Dichtigkeit der Schächte im verfüllten Zustand, der im Kapitel 7 behandelt wird.

5.6 Anstieg des Grundwassers

Im gegenwärtigen Zustand kann das Gebirge im Nahbereich der Schächte als dräniert angesehen werden. Die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmungen und der Porositätsuntersuchungen zeigen zwar, daß das Gestein in den Unterkreideschichten näherungsweise wassergesättigt ist. Es kann jedoch nicht davon ausgegangen werden, daß das Gebirge im Nahbereich der Schächte unter Auftrieb steht. Auch die Schachtverfüllung steht bei ihrem Einbau nicht unter Auftrieb.

Im Verlaufe langer Zeiträume ist nach dem erfolgten Druckausgleich im Grubengebäude mit einem Anstieg des Tiefengrundwassers zu rechnen. Sowohl das Gebirge im Nahbereich der Schächte als auch die Verfüllung der Schächte geraten dann unter Auftrieb. Hierdurch verändern sich die effektiven Spannungen im Gebirge und in der Verfüllung. Die totalen Spannungen ändern sich im Gebirge nur unwesentlich, da es bereits vor dem Grundwasseranstieg nahezu wassergesättigt ist (s.o.). In der Verfüllung werden die totalen Spannungen etwas größer, da sich der Porenraum des trockenen oder nur teilweise gesättigten Verfüllmaterials vollständig mit Wasser füllt.

Die Radialspannungen in der Schachtverfüllung und im angrenzenden Gebirge stehen vor dem Anstieg des Grundwassers im Gleichgewicht. Die Verringerung der effektiven Spannungen liegt in der Verfüllung und im Gebirge etwa in der gleichen Größenordnung, so daß sich die Radialspannungen nach wie vor näherungsweise im Gleichgewichtszustand befinden. Allenfalls ist die Verringerung der effektiven Spannungen in der Verfüllung etwas kleiner als im Gebirge. Hieraus würde eine Erhöhung des auf die Schachtwandung wirkenden effektiven Stützdrucks resultieren, die als günstig zu bewerten ist. Die

auftretenden Wasserdrücke sind in der Verfüllung und im Gebirge gleich groß und brauchen nicht betrachtet zu werden.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß sich der Gleichgewichtszustand der effektiven Spannungen in der Verfüllung und im angrenzenden Gebirge praktisch nicht ändert. Es treten daher keine Dehnungen auf, die zu einer Durchlässigkeitserhöhung des Gebirges führen. Allenfalls können kleine Stauchungen des Gebirges infolge einer geringfügigen Erhöhung des effektiven Stützdrucks der Verfüllung auftreten. Da diese Stauchungen sich auf die Wasserdurchlässigkeit günstig auswirken, brauchen sie nicht weiter berücksichtigt zu werden.

6. Mineralische Abdichtung im Bereich der Unterkreide - Variante B

6.1 Quelleigenschaften hochverdichteter Bentonite

Das Konzept und die Wirkungsweise der mineralischen Abdichtung - Variante B wurden bereits im Kapitel 3.3 erläutert und in der Abbildung D-3.3 qualitativ dargestellt. Grundlage des Konzeptes ist das außerordentlich starke Quellvermögen der hochverdichteten Bentonite, das in letzter Zeit insbesondere im Hinblick auf die sichere Endlagerung radioaktiver Abfälle eingehender untersucht wurde. Die hier verwendeten Angaben zu den Quelleigenschaften wurden den Unterlagen [11] und [12] entnommen. Weiterhin finden sich in [13] Ergebnisse von in situ-Versuchen zur Abdichtung von Hohlräumen mit hochverdichtetem Bentonit.

Es ist darauf hinzuweisen, daß die Variante B als Alternativlösung zur im Kapitel 5 beschriebenen mineralischen Abdichtung (Variante A) vorgesehen ist. Die Untersuchungen und Nachweise zur Variante B beschränken sich daher auf die Dokumentation ihrer grundsätzlichen Durchführbarkeit. Vor ihrer Ausführung müßten noch ergänzende, auf die beim Projekt Konrad vorliegenden speziellen Randbedingungen abgestimmte Versuche durchgeführt werden.

Hochverdichtete Bentonite können im Labor durch einaxiale Verdichtung in einer speziell konstruierten Mulde hergestellt werden. Größere Formstücke, wie sie bei der Schachtverfüllung oder ähnlichen Verwendungszwecken benötigt werden, können durch isostatische Drücke in der Größenordnung von 500 - 1500 bar verdichtet und anschließend zur gewünschten geometrischen Form bearbeitet werden. Es können so Trockendichten bis ca. 2 g/cm^3 erreicht werden. Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen unterscheiden sich die in der Laboreinrichtung einaxial verdichteten und die isostatisch verdichteten Bentonite hinsichtlich ihres Quellvermögens nur geringfügig voneinander [11].

Die bei hochverdichteten Bentoniten auftretenden großen Quelldrücke sind auf das innerkristalline Quellen (im Gegensatz zum osmotischen) dieser Bentonite zurückzuführen. Das Porenvolumen der hochverdichteten Bentonite ist vernachlässigbar klein. Nahezu das ganze Wasser befindet sich im Zwischenschichttraum des Montmorillo-

nites. Es umgibt als Hydratationswasser die Kationen, wird an den polaren Schichten angelagert und füllt den Raum zwischen den hydratisierten Ionen aus. Freies Porenwasser gibt es im hochverdichteten Bentonit nicht. Die Wasseraufnahme erfolgt durch Diffusion, denn bei der vorhandenen Durchlässigkeit von etwa 10^{-13} m/s ist die hydraulische Konduktivität bedeutend kleiner als die Diffusivität des Wassers [12].

In der Abbildung D-6.1 sind die wesentlichen Ergebnisse von Quelldruckversuchen an hochverdichteten Bentoniten wiedergegeben. Die Versuche wurden vom IGB der ETH-Zürich durchgeführt und sind in [11] dokumentiert. Die Versuche wurden an dem Na-Bentonit MX-80 aus Wyoming, USA und an dem Ca-Bentonit Montigel aus Bayern durchgeführt. Im Bereich der technisch interessanten Trockendichten von über $1,7 \text{ g/cm}^3$ erreicht der Montigel größere Quelldrücke als der MX-80. Da die Quelldrücke jedoch in einer vergleichbaren Größenordnung liegen, können die Ergebnisse unter Angabe eines Streubereiches zusammengefaßt werden. Die Einflüsse der Ionenart des angebotenen Wassers (stark Na-haltiges Wassers bzw. entmineralisiertes Wasser) auf die Quelleigenschaften sind bei den hochverdichteten Bentoniten gering [11]. Sie können daher vernachlässigt werden. Einen Einfluß auf die Größe des Quelldrucks hat jedoch der in den Versuchen aufgebrachte Wasserdruck. Bei kleineren Bentonitdichten (Trockendichte $\leq 1,4 \text{ g/cm}^3$) entspricht die Quelldruckerhöhung dem vollen Betrag einer aufgebrachten Wasserdruckerhöhung. Bei höheren Dichten reduziert sich die Erhöhung zunehmend. Eine eindeutige Erklärung für diese Erscheinung kann in [11] und [12] noch nicht gegeben werden. Es werden jedoch Zusammenhänge mit dem äußerst geringen Porenvolumen und dem Fehlen von freiem Porenwasser im hochverdichteten Bentonit vermutet.

Der Quelldruck der hochverdichteten Bentonite ist vor allem durch die Trockendichte des verdichteten Materials beeinflusst. Maßgebend ist dabei die Trockendichte bei Versuchsende, d.h. unter Einbezug einer möglichen Volumenausdehnung der eingebauten Probe. Diese Trockendichte wird in [11] und im folgenden als reduzierte Trockendichte $\rho_{d,red}$ bezeichnet. Es hat sich ergeben, daß durch die Verknüpfung von Trockendichte und Volumendeformation zur reduzierten Trockendichte die Einflüsse von zugelassenen Volumendeform-

mationen beschrieben werden können [11]. Die Versuchsergebnisse (Quelldrücke) sind daher grundsätzlich in Abhängigkeit von $\rho_{d,red}$ dargestellt.

Im oberen Teil der Abbildung D-6.1 finden sich die in Form von Streubereichen zusammengefaßten Ergebnisse der in [11] dokumentierten Versuche. Deutlich ist der Einfluß des in den Versuchen aufgebrauchten Wasserdrucks erkennbar. Im unteren Teil der Abbildung D-6.1 ist noch einmal gesondert das Verhältnis der Quelldruckänderung zur Wasserdruckänderung in Abhängigkeit von der reduzierten Trockendichte wiedergegeben. Mit Hilfe dieser Darstellung wurden aus den mittleren Quelldruckwerten für einen Wasserdruck von 6 bar rechnerisch die mittleren Quelldruckwerte für einen kleinen Wasserdruck von 1 bar (10 mWS) ermittelt. Die entsprechende Kurve ist in das obere Diagramm der Abbildung D-6.1 gestrichelt eingetragen. Sie wird allen folgenden quantitativen Betrachtungen zugrunde gelegt.

Zur Bestimmung der Wechselwirkung zwischen dem quellenden Bentonitring, der Kernverfüllung und dem Gebirge (vgl. Abb. D-3.3) ist die Kenntnis der Spannungs-Quelldehnungs-Beziehung des hochverdichteten Bentonits erforderlich. Diese Beziehung liegt nicht unmittelbar vor. Sie läßt sich jedoch näherungsweise aus den in der Abbildung D-6.1 dargestellten Versuchsergebnissen ableiten. Die dazu erforderliche Vorgehensweise ist im unteren Teil der Abbildung D-6.2 beschrieben.

Bezeichnet man die Trockendichte eines Probekörpers bei Versuchsbeginn mit ρ_{d0} und bei Versuchsende, d.h. nach Eintreten einer quellbedingten Volumenvergrößerung ΔV mit ρ_{d1} , läßt sich die volumetrische Quelldehnung ϵ_{q1} durch ρ_{d0} und ρ_{d1} ausdrücken (Abb. D-6.2). Faßt man ρ_{d0} und ρ_{d1} als reduzierte Trockendichten gemäß Abbildung D-6.1 auf, lassen sich aus den dort angegebenen Versuchsergebnissen die zugehörigen Quelldrücke q_0 und q_1 entnehmen. Geht man entsprechend für verschiedene Werte ρ_{di} vor, erhält man für eine vorgegebene Ausgangstrockendichte ρ_{d0} die Spannungs-Quelldehnungs-Beziehung.

Die bereits erwähnte, in der Abbildung D-6.1 gestrichelt dargestellte Versuchskurve (Wasserdruck ca. 1 bar) wurde auf diese Weise beispielhaft für die beiden Ausgangstrockendichten $\rho_{d0} = 1,8 \text{ g/cm}^3$ und $\rho_{d0} = 2,0 \text{ g/cm}^3$ ausgewertet. Die zugehörigen Beziehungen zwischen der Spannung (Quelldruck) σ und der Quelldehnung ϵ_q sind im oberen linken Teil der Abbildung D-6.2 im linearen Maßstab dargestellt. Im oberen rechten Teil der Abbildung D-6.2 sind dieselben Beziehungen im ebenfalls gebräuchlichen halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Aus dieser Darstellungsweise wird ersichtlich, daß die hochverdichteten Bentonite einem bekannten Quellgesetz [16] folgen. Dies gilt allerdings nicht für den Bereich kleiner Spannungen.

Über die zeitliche Entwicklung der Quelldrücke der hochverdichteten Bentonite ist der Unterlage [11] nur wenig zu entnehmen. Die in [11] untersuchten Proben haben ihren Quelldruck i.a. innerhalb weniger Stunden in voller Größe entwickelt. Da die Geschwindigkeit der Quelldruckentwicklung vorwiegend von der Geschwindigkeit der Wassereindringung abhängen dürfte, kann die rasche Quelldruckentwicklung i.w. auf die kleinen Probenabmessungen ($D \approx 5,6 \text{ cm}$, $H \approx 2,5 \text{ cm}$) sowie auf die Bewässerung von unten und von oben zurückgeführt werden.

Zur Abschätzung der Quellzeiten bei größeren Abmessungen der Bentonitkörper werden die Ergebnisse eines Modellversuches herangezogen [12]. In diesem Versuch wurde ein hochverdichteter Bentonit (Trockendichte ca. $1,8 \text{ g/cm}^3$) in einen unnachgiebigen Stahlzylinder mit einer Länge von 25 cm und einem Durchmesser von ca. 18,5 cm eingebaut (s. Abb. D-6.3). Die Mantelfläche des Bentonitkörpers innerhalb des Stahlzylinders wurde über mehrere Filterstreifen, d.h. nicht vollflächig, bewässert. Mit Hilfe einer Meßeinrichtung wurde der auftretende Quelldruck an einer Stirnfläche des Zylinders gemessen. Weiterhin wurde die Wasseraufnahme im Bentonit meßtechnisch registriert und mit einer theoretischen Abschätzung nach der Diffusionstheorie verglichen. Es ergab sich dabei eine gute Übereinstimmung.

Die zeitliche Entwicklung der Wasseraufnahme und des Quelldrucks sind in der Abbildung D-6.3 dargestellt. Es zeigt sich, daß sich

der Quelldruck an der Stirnfläche des Zylinders ab ca. 30 Tagen nach Bewässerungsbeginn kontinuierlich aufgebaut und seine volle Größe (ca. 16 MN/m^2) nach insgesamt ca. 120 Tagen erreicht hat. Die für eine vollständige Wassersättigung erforderliche Wasseraufnahme ist ebenfalls nach ca. 120 Tagen beinahe erreicht.

Aus den Ergebnissen des Modellversuches läßt sich ableiten, daß die Quelldruckentwicklung auch bei größeren Abmessungen der Bentonitkörper und vergleichsweise ungünstigen Bewässerungsbedingungen in einem zeitlich überschaubaren Rahmen abläuft. Durch die Wahl kleiner Bentonitformstücke und eine frühzeitige Bewässerung des eingebauten Bentonitringes über die zwischen den Formstücken verbleibenden Fugen kann die zeitliche Quelldruckentwicklung bei der Schachtverfüllung in ausreichendem Umfang gesteuert werden.

6.2 Spannungen und Verformungen im Kern

Zur Ermittlung der Wechselwirkung des quellenden Bentonitringes mit den angrenzenden Komponenten ist es erforderlich, das Verformungsverhalten der Kernverfüllung unter der Wirkung einer von außen angreifenden Radialspannung (Quelldruck) zu bestimmen. Hierauf hat auch der Spannungszustand im Kern, der sich bereits vor dem Quellbeginn eingestellt hat, einen Einfluß.

Die Vertikal- und Horizontalspannungen, die sich in der Verfüllung ohne einen Quelleinfluß einstellen, können nach der Silotheorie ermittelt werden. Ihr Verlauf ist in der Abbildung D-6.4 dargestellt. Für die Reibung zwischen der Verfüllung und dem Gebirge ist die Scherfestigkeit des hochverdichteten Bentonites maßgeblich. Für die hier durchzuführenden Untersuchungen kann der Reibungswinkel mit ausreichender Genauigkeit mit 10° angenommen werden. Bei einem Seitendruckbeiwert von 0,5 (vgl. Kapitel 5) ergibt sich der Grenzwert der radialen Silospannung etwa zu $0,3 \text{ MN/m}^2$ (s. Abb. D-6.4). Die Radialspannung in der Verfüllung vor dem Bentonitquellen beträgt somit je nach Zeitpunkt des Quellbeginns ca. $0,3 \text{ MN/m}^2$ oder weniger.

In der Abbildung D-6.5 ist das Verformungsverhalten des Kerns (mineralische Trockenmischung) in Abhängigkeit von der einwirkenden

den quellbedingten Radialspannung dargestellt. Als Ausgangsspannungszustand vor dem Beginn des Quellens wird eine Vertikalspannung $\sigma_{z0} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ und eine Radialspannung $\sigma_{r0} = 0,3 \text{ MN/m}^2$ angenommen (s.o.). Infolge des Quellens des Bentonitringes tritt eine Erhöhung der Radialspannungen und der Vertikalspannungen im Kern auf. Die entsprechenden Spannungsänderungen werden mit $\Delta\sigma_r$ und $\Delta\sigma_z$ bezeichnet.

Die unter dem Quelleinfluß stattfindende Stauchung des Kerns in radialer Richtung $\Delta\epsilon_r$ läßt sich in Abhängigkeit von $\Delta\sigma_r$ und $\Delta\sigma_z$ angeben. Wenn man davon ausgeht, daß sich die Kernverfüllung unter der Einwirkung des radialen Quelldrucks nicht in der Vertikalrichtung ausdehnt, so läßt sich $\Delta\epsilon_r$ in Abhängigkeit von $\Delta\sigma_r$ allein ausdrücken. Einen Einfluß auf die Größe der Radialdehnung haben ferner die Poissonzahl und die Steifigkeit des Kernes (Abb. D-6.5).

Wie bereits im Kapitel 5 erläutert, ist der Steifemodul bzw. der E-Modul des mineralischen Trockengemisches spannungsabhängig. Die Abhängigkeit des E-Moduls von der Änderung der Radialspannung $\Delta\sigma_r$ ist in der Abbildung D-6.5 dargestellt. Aufgrund der mit zunehmenden Radialspannungen einhergehenden Versteifung des Kernes wächst die radiale Stauchung des Kernes infolge Quellen des Bentonitringes nur in der Anfangsphase stark an. Bei höheren Quelldruckspannungen nimmt die Stauchung des Kernes kaum noch zu, sondern strebt asymptotisch gegen einen Grenzwert von 1,2 % (s. Abb. D-6.5).

Die in der Abbildung D-6.5 dargestellte Beziehung zwischen $\Delta\epsilon_r$ und $\Delta\sigma_r$ stellt die Grundlage für die zu ermittelnde Kennlinie des Kernes unter Quelldruckeinfluß dar. Die Radialverschiebung der Mantelfläche der Kernverfüllung ergibt sich aus der radialen Stauchung nach der Beziehung $\delta_{rk} = \Delta\epsilon_r \cdot R_i$.

6.3 Kennlinie des Gebirges

Für die Kennlinie des Gebirges wird auf die im Kapitel 5.1 beschriebenen Berechnungen zurückgegriffen. Vereinfachend wird bei der mineralischen Abdichtung - Variante B von derselben zeitlichen Stützdruckentwicklung in der Anfangsphase wie bei der Variante A

ausgegangen (vgl. Abb. D-5.3). Es wird beispielhaft nur der Teufenbereich bei ca. 350 m (Mittelalb am Schacht Konrad 2) betrachtet. Die Kennlinie des Gebirges kann unter diesen Annahmen unmittelbar vom im Kapitel 5.1 beschriebenen Berechnungsfall KSVAV übernommen werden (s. Abb. D-5.6). Die entsprechende Gebirgskennlinie ist in der Abbildung D-6.6 noch einmal in einem anderen Maßstab für einen größeren Spannungsbereich dargestellt. Der bis zum Beginn der Verfüllung eingetretene Verschiebungsanteil ist in der Abbildung D-6.6 nicht mit angegeben. Als Ausgangszustand ($\delta_r = 0$) wird der Beginn der Verfüllung angenommen.

6.4 Wechselwirkung zwischen Kern, Bentonitring und Gebirge

Die Wechselwirkung zwischen den beteiligten Komponenten kann nach dem Kennlinienverfahren untersucht werden (s. Abb. D-6.7). Die Kennlinie des quellenden Bentonitringes ergibt sich aus der in der Abbildung D-6.2 abgeleiteten Beziehung zwischen den Spannungen und den Quelldehnungen, wenn man die Dicke d des Bentonitringes vorgibt und $\delta = d \cdot \epsilon_q$ bestimmt. In der Abbildung D-6.7 sind für einen 25 cm dicken Bentonitring beispielhaft zwei Kennlinien dargestellt, die sich bei unterschiedlicher Annahme der Ausgangstrockendichte des Bentonits (1,8 bzw. 2,0 g/cm³) ergeben.

Weiterhin sind in der Abbildung D-6.7 die Kennlinien der Kernverfüllung und des Gebirges wie in den Kapiteln 6.2 und 6.3 beschrieben dargestellt.

Beim Quellen des hochverdichteten Bentonites stellt sich eine Vergrößerung der Ringdicke um den Betrag δ_{rB} ein. Dieser Betrag ist durch die nach innen gerichtete Zusammendrückung des Kerns (δ_{rK}) und durch die nach außen gerichtete Verschiebung des Schachtrandes (δ_{rG}) zu kompensieren. Die entgegengerichteten Verschiebungen δ_{rK} und δ_{rG} sind daher zu addieren und in Form einer gemeinsamen Kennlinie für Gebirge und Kern aufzutragen (Abb. D-6.7). Der Schnittpunkt dieser Kennlinie mit der Kennlinie des quellenden Bentonitringes kennzeichnet denjenigen Zustand, in dem die Spannungen im Gleichgewicht stehen und in dem sich die Verschiebungen der einzelnen Komponenten insgesamt aufheben.

Für die beiden unterschiedlich hoch vorverdichteten Bentonite ergeben sich die wirksamen Quelldrücke zu ca. $4,0 \text{ MN/m}^2$ ($\rho_{\text{dO}} = 1,8 \text{ g/cm}^3$) bzw. ca. $6,7 \text{ MN/m}^2$ ($\rho_{\text{dO}} = 2,0 \text{ g/cm}^3$). Die Ausdehnung des Bentonitrings wird i.w. durch die Zusammendrückung des Kerns kompensiert. Die Verschiebungen des Schachtrandes sind demgegenüber klein (Abb. D-6.7):

Der Vergleich mit den entsprechenden Ergebnissen der Variante A (Abb. D-5.16 und Kap. 5.5) zeigt, daß die Variante B der mineralischen Abdichtung die gestellten Anforderungen ebenfalls erfüllt. Die Spannungen und Verschiebungen können bei der Variante B in relativ großem Umfang durch die Wahl der Dicke des Bentonitrings, den Grad der Vorverdichtung der Bentonitformstücke und den Zeitpunkt sowie die Art der Bewässerung in der gewünschten Richtung beeinflußt werden.

7. Nachweis der Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges - Bereich Unterkreide

7.1 Anforderung an die Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges

Für die in den Unterkreideschichten liegenden Schachtbereiche orientieren sich die Anforderungen an die Dichtigkeit an den für den Berechnungsfall R35 der [REDACTED] für die Grundwasserbewegung und die Radionuklidausbreitung getroffenen Annahmen [8], [9]. Bei diesem Berechnungsfall werden die Querschnittsfläche des Schachtes (A_S) und die Querschnittsfläche der Auflockerungszone (A_A) zu einer Gesamtquerschnittsfläche von

$$A = A_S + A_A$$

zusammengefaßt, in der der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert eine Konstante darstellt und $k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ beträgt. Die für den Fall R35 angenommene Gesamtquerschnittsfläche beträgt ca. 230 m^2 , so daß sich mit diesen Annahmen innerhalb der Fläche A eine Transmissivität von

$$T = \int_A k \cdot dA = k \cdot A = 2,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.1)$$

ergibt. Daraus läßt sich als Anforderung an die Dichtigkeit der verfüllten Schächte und der die Schächte umgebenden Gebirgszone mit erhöhter Wasserdurchlässigkeit (Auflockerungszone) ableiten, daß im Bereich der Unterkreide eine mittlere Transmissivität von $2,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ nicht überschritten werden darf.

7.2 Transmissivität der verfüllten Schächte

Für die Verfüllmaterialien der mineralischen Abdichtung - Variante A ([REDACTED] - Mineralgemisch und Ton) kann von Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten von $k \leq 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ ausgegangen werden (s. Kapitel 5.2). Entsprechendes gilt auch für die Variante B, da der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des hochverdichteten Bentonits in der Größenordnung von 10^{-13} m/s liegt (s. Kapitel 6). Damit kann bei einem Schachtdurchmesser von $R = 5 \text{ m}$ die obere Grenze der Transmissivi-

tät des verfüllten Schachtquerschnitts wie folgt abgeschätzt werden:

$$T_S = k \cdot A_S \leq \pi \cdot 25 \cdot 10^{-10} \approx 0,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.2)$$

Dieser Wert liegt mehr als zwei Zehnerpotenzen unter der für die Schächte einschließlich der Auflockerungszonen geforderten Transmissivität. Die Transmissivität der verfüllten Schächte ist somit vernachlässigbar klein.

7.3 Transmissivität der Auflockerungszone im Bereich der Versuchsstrecken

Der Bestimmung der Transmissivität der Auflockerungszone in Bereichen der Versuchsstrecke werden die Ergebnisse der Berechnungen zum verfüllten Zustand des Schachtes Konrad 2 für Teufen von ca. 350 m und 550 m zugrunde gelegt. Die diesen Berechnungen (Fälle KSVAV und KSVBV) zugrunde gelegten Annahmen, sowie einzelne Berechnungsergebnisse wurden bereits in Kapitel 5.1 erläutert bzw. dargestellt.

In den Abbildungen D-7.1 und D-7.2 sind die für die Fälle KSVAV (Teufe ca. 350 m) und KSVBV (Teufe ca. 550 m) im zwölften Rechenschritt ermittelten radialen und tangentialen Spannungskomponenten (σ_r , σ_t) sowie die Dehnungen in radialer Richtung (ϵ_r) über den Abstand zur Schachtwand (Δr) aufgetragen. Außerdem sind die plastischen Zonen dargestellt, deren Dicke D_p im Fall KSVAV 2,5 m und im Fall KSVBV 1,5 m beträgt. Innerhalb dieser Zonen ist ein steiler Anstieg der radialen Gebirgsdehnungen, die an der Schachtwand ca. 46 ‰ (Fall KSVAV) bzw. ca. 23 ‰ (Fall KSVBV) betragen, zu erkennen.

Auf der Grundlage der in den Abbildungen D-7.1 und D-7.2 dargestellten radialen Gebirgsdehnungen sowie des im Kapitel 4 abgeleiteten Zusammenhangs zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeitsbeiwert wird nachfolgend die Transmissivität der Auflockerungszone im Bereich der Versuchsstrecken ermittelt.

In der Abbildung D-7.3 ist die aus den Ergebnissen des Falls KSVAV (12. Rechenschritt) ermittelte Verteilung der k_f -Werte über den Abstand zur Schachtwand (Δr) bzw. Schachtachse (r) aufgetragen. Dabei wurden die Modellparameter, die den Zusammenhang zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeitsbeiwert beschreiben, dem Berechnungsfall KSVA entnommen (s. Kapitel 4.4). Die durchgezogene Linie ergibt sich, wenn die Modellparameter eingesetzt werden, die die unteren Grenzwerte für die Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand beschreiben. Die gestrichelte Linie resultiert aus der Annahme der oberen Grenzwerte für die Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand (s. Kapitel 4.2.3 und Abb. D-4.4).

Zur Bestimmung der Transmissivität aus der Verteilung der vom Radius r abhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ist das Integral

$$T_a = \int_A k_f \cdot dA = 2\pi \int_R^{R_a} k_f(r) \cdot r \cdot dr \quad (7.3)$$

auszuwerten. In (7.3) ist $R = 5$ m der Radius des aufgeweiteten Schachtes und R_a der Radius der Auflockerungszone. Bei der Auswertung des Integrals (7.3) wurde der Radius R_a so gewählt, daß für $r > R_a$ nur noch k_f -Werte auftreten die kleiner als $1 \cdot 10^{-10}$ m/s sind. Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte dieser Größenordnung liegen innerhalb der für das ungestörte Gebirge anzunehmenden Streuungen und sind deshalb zu vernachlässigen.

Die Auswertung des Integrals (7.3) wurde anhand der Näherungsformel (Trapezformel)

$$T_a \approx 2\pi \sum_i \bar{k}_{fi} \cdot \bar{r}_i \cdot \Delta r_i \quad (7.4)$$

vorgenommen. Die in (7.4) auftretenden Größen \bar{k}_{fi} , \bar{r}_i und Δr_i sind in der Abbildung D-7.3 für das Intervall zwischen $r = 12$ m und $r = 13$ m definiert.

Für den Fall KSVAV (12. Rechenschritt) ergibt sich auf diese Weise für die Auflockerungszone eine Transmissivität von $3,2 \cdot 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}$, wenn für die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte die unteren Grenzwerte zugrunde gelegt werden (T_{Au} in Abb. D-7.3). Für die oberen Grenzwerte der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ergibt sich eine Transmissivität der Auflockerungszone von $3,3 \cdot 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ (T_{Ao} in Abb. D-7.3).

In der Abbildung D-7.4 ist die aus den Ergebnissen des Falls KSVBV (12. Rechenschritt) ermittelte Verteilung der k_f -Werte über den Abstand zur Schachtwand (Δr) bzw. Schachtachse (r) aufgetragen. Dabei wurden die Modellparameter dem Berechnungsfall KSVB entnommen (s. Kapitel 4.4). In entsprechender Weise wie für den Fall KSVAV wurde auch für den Fall KSVBV die Transmissivität der Auflockerungszone ermittelt. Legt man für die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte die unteren Grenzwerte (s. Abb. D-4.5) zugrunde, dann ergibt sich eine Transmissivität von $1,4 \cdot 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}$ (T_{Au} in Abb. D-7.4). Für die oberen Grenzwerte der k_f -Werte läßt sich eine Transmissivität von $1,6 \cdot 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ ableiten (T_{Ao} in Abb. D-7.4).

7.4 Mittlere Transmissivität der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges im Bereich der Unterkreide

Grundlage für die Beurteilung der mittleren Transmissivität der Auflockerungszonen um die Schächte Konrad im Bereich der Unterkreide ist die Extrapolation der Ergebnisse der im Mittelalb und im Barrême durchgeführten Untersuchungsprogramme auf die gesamte Schichtenfolge der Unterkreide im Bereich der Schachanlage Konrad.

Danach können die im Untersuchungsbereich der 343 m-Sohle ermittelten Kennwerte zur Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges innerhalb der angegebenen Streubereiche als repräsentativ für die Schichtenfolge des Alb und Apt (ohne Hilssandstein), angesehen werden [14]. Es kann deshalb davon ausgegangen werden, daß sich die aus den Ergebnissen des Falls KSVAV für eine Teufe von ca. 350 m abgeleitete Transmissivität der Auflockerungszone auf die im Bereich des Alb und Apt liegenden Abschnitte der Schächte Konrad 1 und Konrad 2 übertragen läßt. Es sind dies die Teufenbereiche von

229,0 bis 546,4 m im Schacht Konrad 1 sowie von 245,8 bis 501,5 m (mit Ausnahme des Hilssandsteins in einer Teufe von ca. 469 bis 470 m) im Schacht Konrad 2 (Abb. D-7.5).

Da auch die Schichten des Barrême und Hauterive eine lithologische Einheit bilden, können die im Untersuchungsbereich der 541 m-Sohle ermittelten Kennwerte zur Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges innerhalb der angegebenen Streubereiche für diesen Bereich als repräsentativ angesehen werden. Demzufolge kann davon ausgegangen werden, daß sich die aus den Ergebnissen des Falls KSVBV für eine Teufe von ca. 550 m abgeleiteten Transmissivitäten der Auflockerungszone auf die im Bereich des Barrême und Hauterive liegenden Abschnitte der Schächte Konrad 1 und Konrad 2 übertragen lassen. Dabei handelt es sich um die Teufenbereiche von 546,4 bis 799,8 m im Schacht Konrad 1 und von 501,5 bis 645,5 m im Schacht Konrad 2 (Abb. D-7.5).

In der Abbildung D-7.5 sind die für die Schächte Konrad 1 und 2 auf der Grundlage der oberen und unteren Grenzwerte für die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte errechneten mittleren Transmissivitäten im Bereich der Unterkreide angegeben. Diese Mittelwerte beinhalten sowohl die Transmissivität der Auflockerungszonen als auch die der verfüllten Schächte, die gegenüber der Transmissivität der Auflockerungszonen vernachlässigbar klein sind (vgl. Kapitel 7.2). Wenn die unteren Grenzwerte für die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte zugrunde gelegt werden, liegt die mittlere Transmissivität ca. eine Zehnerpotenz unter dem zulässigen Höchstwert für die Transmissivität von $2,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$. Wenn die oberen Grenzwerte zugrunde gelegt werden, entspricht die mittlere Transmissivität etwa diesem Grenzwert. Damit ist nachgewiesen, daß die Dichtigkeit der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges im Bereich der Unterkreide der aus den -Berechnungen abgeleiteten Anforderung genügt.

8. Stützsäule

8.1 Materialeigenschaften

Für die Stützsäule unterhalb der mineralischen Abdichtung kommt ein Schottergemisch zur Anwendung, das die Qualitätsanforderungen gemäß den Technischen Lieferbedingungen für Gleisschotter der Deutschen Bundesbahn (TL 918 61) [20] erfüllt. Das Schottergemisch besteht aus gebrochenem Hartgestein, z.B. aus Granit, Quarzit oder Basalt. Die Druckfestigkeit des Gesteins muß gemäß der o.g. Richtlinie der DB mindestens 180 N/mm^2 betragen.

Kennzeichnend für das gebrochene Gestein, das aus unregelmäßig geformten, scharfkantigen Körnern besteht, ist die hohe Scherfestigkeit. Die Scherfestigkeit verringert sich auch dann nicht nennenswert, wenn nicht ein reiner Schotter (Korngröße ca. 25-65 mm) verwendet wird, sondern ein Gemisch aus Brechsand, Splitt und Schotter mit einer gestreckten Kornverteilung. Eine solche Kornverteilung bietet wesentliche Vorteile hinsichtlich der Lagerungsdichte und der Wasserdurchlässigkeit bei gleichzeitig hoher Scherfestigkeit.

Die Idealkurve für eine gute Kornabstufung ist die Fuller-Kurve. Ihre Korngrößenverteilung ist so abgestimmt, daß jeweils so viele kleinere Körner in dem Boden vertreten sind, daß damit die Porenräume zwischen den größeren Körnern gefüllt werden können. Diese Korngrößenverteilung erlaubt dichteste Lagerung und gute Verdichtung.

In der Abbildung D-8.1 ist in einem Kornverteilungsdiagramm die Fuller-Kurve für einen Größtkorndurchmesser $d_{\text{max}} = 60 \text{ mm}$ dargestellt. Der Ungleichförmigkeitsgrad C_U (Definition s. Abb. D-8.1) der Fuller-Kurve beträgt 36. Der Ungleichförmigkeitsgrad kennzeichnet die Steilheit der Kornverteilungskurve. Die Krümmungszahl C_K (Definition s. Abb. D-8.1) der Fuller-Kurve beträgt 2,25.

In der Abbildung D-8.1 ist weiterhin die gewählte Kornverteilung des gebrochenen Mineralstoffgemisches angegeben, das für die Stützsäulen bei der Schachtverfüllung zur Anwendung kommen soll. Die gewählte Kornverteilung orientiert sich am Verlauf der Fuller-

Kurve. Der Ungleichförmigkeitsgrad beträgt $C_U = 40$ und die Krümmungszahl ergibt sich zu $C_K = 2,50$.

Zu Vergleichszwecken ist in der Abbildung D-8.1 die Kornverteilung eines Schotters angegeben, wie er von der Deutschen Bundesbahn als Gleisunterbau verwendet wird. Wegen des großen Hohlraumanteils ist eine solche Kornverteilung für die Stützsäulen bei der Verfüllung der Schächte Konrad 1 und 2 ungeeignet.

Die Wasserdurchlässigkeit des gewählten ungleichförmigen Mineralstoffgemisches läßt sich näherungsweise nach der in der Abbildung D-8.1 angegebenen Beziehung aus der Kornverteilung ableiten. Die angegebene Beziehung basiert auf der für gleichförmige Sande abgeleiteten Formel von Hazen unter Berücksichtigung einer Korrektur mit C_U für ungleichförmige Materialien. Aufgrund des im gewählten Gemisch vorhandenen Feinkornanteils (Steinmehl und Fein-Brechsand) ergibt sich ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von weniger als 10^{-4} m/s .

Die Scherfestigkeit des gebrochenen Gemisches kann mit $\varphi' = 40-45^\circ$ angenommen werden. Sie wird i.w. durch den Splitt- und Schotteranteil bestimmt. Der Steifemodul des dicht gelagerten Gemisches dürfte mindestens in der Größenordnung von $E_S = 100 \div 200 \text{ MN/m}^2$ liegen. Die Wichte kann mit $\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$ angenommen werden (s. Abb. D-8.1).

8.2 Spannungen in der Stützsäule

Die Spannungen in der Stützsäule ergeben sich nach der Silotheorie. Die hierfür gültigen Beziehungen wurden bereits im Kapitel 5 erläutert und sind in der Abbildung D-5.11 angegeben. Für die Größe der Silowirkung ist die Reibung zwischen der Stützsäule und dem in diesem Bereich in den Schächten verbleibenden Ausbau maßgeblich. Der Wandreibungswinkel kann im vorliegenden Fall im Hinblick auf die hohe Scherfestigkeit des Schottergemisches mit etwa $\delta = 30^\circ$ angenommen werden.

In der Abbildung D-8.2 ist die Verteilung der sich nach der Silotheorie ergebenden Vertikalspannungen σ_z im oberen Bereich der

Stützsäule dargestellt. In einem vergleichsweise kurzen Abschnitt von ca. 30 m werden die Spannungen in der Stützsäule durch die Auflast der mineralischen Abdichtung (vgl. Kap. 5) beeinflusst. Im unbeeinflussten Bereich unterhalb dieses Abschnittes sind die Vertikalspannungen konstant und betragen nur ca. $0,13 \text{ MN/m}^2$. Die horizontalen Radialspannungen σ_r können bei einem Seitendruckbeiwert von ca. 0,5 halb so groß angenommen werden.

8.3 Erdstatische Nachweise

Für die Stützsäule selbst brauchen keine statischen Nachweise geführt zu werden. Die auftretenden Spannungen können von dem gewählten Verfüllmaterial ohne weiteres aufgenommen werden. Dies gilt sowohl für den tiefer liegenden, von der mineralischen Abdichtung unbeeinflussten Bereich als auch für den an die mineralische Abdichtung angrenzenden Stützsäulenabschnitt mit höheren Spannungen.

Die Setzungen in der Stützsäule sind aufgrund des hohen Steifemoduls und des niedrigen Spannungsniveaus gering. Sie treten im Verlauf des Verfüllvorganges auf und sind aufgrund des nahezu zeitunabhängigen Last-Setzungs-Verhaltens des Schottergemischs und der Silowirkung rasch abgeschlossen.

Die Verfüllung der Schachtzugänge wird unmittelbar an den Schacht angrenzenden Bereich ebenfalls mit dem für die Stützsäule vorgesehenen Schottergemisch vorgenommen. Da das gesamte Grubengebäude und die Strecken nach Abschluß der Betriebsphase des Endlagers verfüllt werden, besteht die Gefahr des Auslaufens der Schachtverfüllung in die Strecken grundsätzlich nicht. Es wird dennoch ein statischer Nachweis für den Versatz der Schachtzugänge durchgeführt, um unerwünschte Setzungen in der Schachtverfüllung vollständig auszuschließen.

Der statische Nachweis für den Versatz eines Schachtzuganges ist in der Abbildung D-8.3 wiedergegeben. Da sämtliche Schachtzugänge mehr als ca. 75 m unterhalb der Basis der mineralischen Abdichtung liegen, ist für den statischen Nachweis der Spannungszustand im unbeeinflussten Stützsäulenabschnitt gemäß Abbildung D-8.2 maßgeb-

lich. Die horizontale auf den Versatz des Schachtzugangs einwirkende Spannung beträgt ca. $0,065 \text{ MN/m}^2$.

Für den Nachweis wird ein idealisierter quadratischer Streckenquerschnitt mit einer Kantenlänge von $3,50 \text{ m}$ angenommen. Aus dem Eigengewicht des Streckenversatzes resultieren in der Streckensohle und in den Streckenstößen bei entsprechender Aktivierung Reibungskräfte, die der aus der Stützsäule auf den Streckenversatz einwirkenden Spannung σ_r entgegenwirken. Die Reibung in der Streckenfirste wird nicht in Ansatz gebracht. Auf der Grundlage der bereits erläuterten Kennwerte des Schottergemisches läßt sich die statisch erforderliche Länge des Streckenversatzes zu ca. $3,8 \text{ m}$ bestimmen (s. Abb. D-8.3). Für die Ausführung wird eine Versatzlänge von ca. 10 m gewählt. Zusätzliche Sicherheitsreserven ergeben sich aus der nicht in Ansatz gebrachten Verspannung des Streckenversatzes (Silowirkung), die durch die Aufweitung zum Schacht hin noch begünstigt wird. Weiterhin erhöht sich die Sicherheit durch die stützende Wirkung des hinter dem Versatz des Schachtzugangs anstehenden regulären Streckenversatzes. Eine Bemessung gegen Wasserdruck braucht nicht vorgenommen zu werden, da wegen des sowohl im Schacht als auch im Grubengebäude gleichzeitig ansteigenden Grundwasserspiegels keine einseitig auf den Versatz wirkenden Wasserdrücke auftreten.

Abschließend soll noch kurz auf die Dimensionierung des zwischen der mineralischen Abdichtung und der Stützsäule einzubauenden Filters eingegangen werden. Der Filter hat i.w. die Aufgabe, die Erosion feinkörniger Bestandteile aus der mineralischen Abdichtung in die grobkörnigere Stützsäule zu verhindern. Es wird hierzu ein zweistufiger Filter mit einer Schichtdicke von jeweils $0,5 \text{ m}$ gewählt.

Zur Bestimmung der Kornverteilung der Filterschichten sind sogenannte Filterkriterien heranzuziehen. Die mineralische Abdichtung (■■■■-Trockenmischung) wird aufgrund ihres Bentonit- und Fülleranteils so behandelt, als würde sie vollständig aus diesen feinkörnigen Böden bestehen. Zur Auswahl eines geeigneten Filters kann die Unterlage [21] herangezogen werden. Dort wird als Filter gegenüber außergewöhnlich feinkörnigen Böden ein Material mit

einem mittleren D_{15} von höchstens 0,2 mm empfohlen. Die obere Begrenzungslinie eines entsprechend ausgewählten Filtermaterials für die 1. Stufe der Filterschicht ist in der Abbildung D-8.4 dargestellt. Der Korndurchmesser D_{15} des als Filtermaterial gewählten Fein-Mittelsandes beträgt ca. 0,08 mm und erfüllt somit die o.g. Anforderung.

Die 2. Stufe der Filterschicht, die zwischen der 1. Stufe und der Stützsäule eingebaut wird, kann nach den üblichen Filterregeln (z.B. nach Terzaghi) dimensioniert werden. Ein dementsprechend ausgewählter Körnungsbereich, der vom Mittelsand- bis in den Mittelkiesbereich reicht, ist ebenfalls in der Abbildung D-8.4 dargestellt.

Für die Filterschichten zwischen dem Versatz der Schachtzugänge und dem regulären Streckenversatz können derzeit keine Dimensionierungsvorschläge gemacht werden, da die Kornverteilung des regulären Streckenversatzes nicht bekannt ist. Es kann davon ausgegangen werden, daß die gleichen 2-stufigen Filter wie zwischen mineralischer Abdichtung und Stützsäule eingebaut werden können.

9. Ausführung der Schachtverfüllung

9.1 Allgemeines

Die Ausführung der Schachtverfüllung erfolgt unter Berücksichtigung der einschlägigen bergbehördlichen Vorschriften und Richtlinien, insbesondere hinsichtlich der Bewetterung und des Explosionsschutzes. Beim Einbau der mineralischen Füllstoffe im Schacht kommen zusätzlich die für den Erdbau geltenden Normen und Richtlinien zur Anwendung.

Die Arbeiten beginnen mit dem Rauben der im Schacht vorhandenen Einbauten von oben nach unten. Die Schachtausmauerung bleibt im Bereich der Stützsäule und der Asphaltdichtung erhalten (s. Abb. D-3.1). Im Bereich der mineralischen Abdichtung (Unterkreide) wird der Schacht auf einen Durchmesser von ca. 10 m aufgeweitet, indem die Schachtausmauerung und eine angrenzende Felszone unter Einsatz einer Schachtfräse entfernt werden.

Die Schachtverfüllung beginnt mit der Herstellung der Stützsäule. Dabei werden alle Schachtzugänge auf die statisch erforderliche Länge mit verdämmt. Sobald die Schächte bis zur vorgesehenen Oberkante der Stützsäule verfüllt sind, werden die Schütтарbeiten zum Einbauen der Schachtfräse unterbrochen. Anschließend erfolgen die Aufweitung des Schachtes und das Einbringen der mineralischen Abdichtung im Wechselbetrieb. Dabei soll die Aufweitung der Verfüllung nur soweit vorseilen, wie dies arbeitstechnisch erforderlich ist.

Die Förderung des Ausbruchsmaterials und der zur Verfüllung vorgesehenen Stoffe im Schacht erfolgt mit Hilfe eines am Förderseil angeschlagenen Kübels.

Im Schacht Konrad 2 wird in ca. 468 - 471 m Teufe bei der Aufweitung die Verplombung der stark wasserführenden Hilssandsteinbank teilweise entfernt. Hier müssen deshalb vorab gesonderte Maßnahmen zur Abdichtung des Gebirges ausgeführt werden.

Die in den Schächten im Bereich der Unterkreide, sowie des Malm und des Dogger anfallenden Sickerwassermengen sind gering und be-

einträchtigen die Verfüllarbeiten nicht. Falls örtlich stärkere Wasserzutritte vorhanden sein sollten, können diese durch Abschlauchen und Pumpen solange entwässert werden, bis die temporäre Schütthöhe der Verfüllung einige Meter oberhalb der Wasserzutrittsstelle liegt. Dann werden die Abschlauchungen gekappt und verschlossen. Stärkere Wasserzutritte sind im Bereich der Oberkreide und des Hilssandsteins, falls sich dieser durch Injektionen nicht vollständig abdichten läßt, zu erwarten. Die hier zulaufenden Sickerwässer müssen vorab gesondert gefaßt und abgeleitet werden. Gegebenenfalls ist örtlich auch eine Abdichtung durch Zementeinpressungen zweckmäßig.

9.2 Einbau der Stützsäule

Nach dem Rauben aller Einbauten im Schacht und wenn die vorbereitenden Arbeiten abgeschlossen sind, wird mit dem lagenweisen Einbau des Schottergemisches für die Stützsäule an der Schachtsohle begonnen. Die Dicke der einzelnen Schüttlagen sollte ca. 40 cm nicht überschreiten, damit sie mit den auf der beengten Schachtfäche einsetzbaren Geräten noch gut verdichtet werden können. Die Verfüllung erfolgt in drei sich wiederholenden Arbeitsgängen. Im 1. Arbeitsgang wird die für eine Schüttlage benötigte Füllgutmenge mit einem Kübel zur temporären Schachtsohle gefördert. Anschließend wird das Füllgut mit Hilfe eines selbstfahrenden Mehrzweckgerätes, das sowohl laden als auch planieren kann (z.B. Kramer 314, Bobcat o.ä.), eingeebnet. Im 3. Arbeitsgang wird die Schüttlage mit einer Rüttelplatte (z.B. AT 1000) verdichtet. In gleicher Weise werden die nächsten Schüttlagen eingebracht. Die Tagesleistung dürfte bei einer Füllhöhe von ca. 3-5 m liegen.

Erreicht die Schachtverfüllung einen Schachtzugang (z.B. Füllort) wird die Strecke bis an den regulären Streckenversatz heran mit verfüllt (Abb. D-9.1). Dazu werden zunächst alle Einbauten sowie der evtl. vorhandene Stahlbogenausbau mit der Verbolzung entfernt. Die temporäre Sicherung der Strecke erfolgt durch Anker und Spritzbeton. Bevor mit der Verfüllung des Schachtzugangs begonnen wird, wird die Endfläche des regulären Versatzes in der Strecke mit einer Neigung von etwa 1:2 abgeöschert und geglättet. Darauf wird im Zuge der Verfüllung des Schachtzuganges vorausseilend der

zweistufige Filter aus Sand bzw. Kiessand aufgebracht. Das Einbringen und Verdichten des Füllgutes im Schachtzugang erfolgt wie im Schacht selbst zunächst in horizontalen Lagen von ca. 40 cm Dicke. Sobald die freie Arbeitshöhe zwischen der temporären Schütthöhe und der Firste des Schachtzugangs etwa 2 m erreicht hat, ist es aus geräte- und arbeitstechnischen Gründen erforderlich, die Schüttlagen geneigt (ca. 1:2) auf dem Filter beginnend rückschreitend einzubauen. Dafür kann das gleiche Gerät wie zum Einbringen der Stützsäule im Schacht verwendet werden. Zur Verdichtung der Schüttlagen kann ein passendes Anbaugerät mit einem Gelenkausleger eingesetzt werden, an dem eine Vibrationsplatte montiert wird. Mit dem Ausleger läßt sich die Vibrationsplatte an jeder Stelle der geneigten Schüttlage aufsetzen und anpressen, so daß mit der Verdichtung auch der Kontakt zwischen der Verfüllung und dem Gebirge weitgehend kraftschlüssig hergestellt werden kann. In der Firste selbst muß durch maschinelles oder händisches Nachstopfen für eine fugenlose Verfüllung gesorgt werden. Um den Einbau und die Verdichtung des Füllgutes in den geneigten Schüttlagen zu erleichtern bzw. zu begünstigen, ist es u.U. zweckmäßig, das Schottergemisch mit einer geringen Zementmenge zu binden und ihm dadurch die Eigenschaften eines Stampfbetons zu geben. Der Zement könnte dem Schottergemisch über Tage vor dem Einbringen in den Schacht in einem Zwangsmischer beigegeben werden.

Die Herstellung der Stützsäule und die Verfüllung aller in diesem Bereich liegenden Schachtzugänge erfolgt in der beschriebenen Weise in beiden Schächten zunächst bis in eine Höhe von ca. 70 m unterhalb der Unterkante der Unterkreide (s. Abb. D-3.1). Dann müssen die Verfüllarbeiten zum Einbau der Schachtaufweitungsfräse vorübergehend unterbrochen werden.

9.3 Aufweitung der Schächte und Einbau der mineralischen Abdichtung im Bereich der Unterkreide

Für die Aufweitung der Schächte ist der Einsatz einer Schachtfräse vorgesehen (Abb. D-9.2). Die nach dem Prinzip der Teilschnittmaschine arbeitende Schachtfräse wurde von der [REDACTED] mit Förderung durch den Bundesminister für Forschung und Technologie entwickelt und erstmals 1985 auf dem Bergwerk Asse eingesetzt.

Aufgrund der dabei gemachten guten Erfahrungen wurde die Entwicklung fortgesetzt. Auf dem Bergwerk Lohberg wurde z.B. in den Jahren 1986/87 ein Blindschacht im Karbon mit einem Durchmesser von 6,20 m geteuft. Die auf der Abb. D-9.2 skizzierte Schachtfräse ist eine Weiterentwicklung der [REDACTED].

Ähnlich wie bei den in den Schächten Asse und Lohberg eingesetzten Maschinen besteht die Maschine zum Aufweiten der Schächte Konrad im Prinzip aus einer im Schacht ringverspannten Rahmenkonstruktion mit einer senkrecht stehenden Schneidwalze, die auf einem Drehrahmen seitlich verschwenkbar den gesamten Schachttumfang bestreichen und dabei den Schacht auf einen Durchmesser von ca. 10 m aufweiten kann. Die Schachtfräse ist an Bühnenwinden mehrfach eingesichert so aufgehängt, daß sie mit eingezogenen Verspannpratzen in das bestehende Lichtraumprofil des Schachtes hochgefahren werden kann. Unter der Maschine ist ein Auffangtrichter befestigt über den das Schrämklein in den Förderkübel rutscht. Zwischen dem Spannrahmen und der Rollenkopfbühne ist im Schacht eine verfahrbare Bühne angeordnet, von der aus vorseilend Glasfaseranker zur Sicherung des Betonformsteinausbaus gesetzt werden können. Die Ringbauweise der Maschine gewährleistet den freien Zugang zur temporären Schachtsohle.

Nach dem Einrichten der Maschine wird mit dem Aufweiten des Schachtes von unten nach oben begonnen. Dabei eilt das Herausfräsen der Schachtausmauerung und des angrenzenden Felses der Verfüllung des Schachtes um etwa 10 m voraus (Abb. D-9.2). Aufgrund vorliegender Erfahrungen kann davon ausgegangen werden, daß im Mittel pro Tag der Schacht auf einer Höhe von etwa 3 m aufgeweitet und auch verfüllt werden kann. Das Fräsen und das Verfüllen des Schachtes erfolgt im Wechselbetrieb in getrennten Arbeitsgängen. Nachdem der Schacht im festgelegten Schachtabschnitt aufgeweitet ist, folgt der Einbau der mineralischen Abdichtung ([REDACTED] - Mineralgemisch und Ton) auf der temporären Sohle unterhalb der Maschine lagenweise in Schichtdicken von ca. 40 cm. Die Verteilung des Füllgutes und die Verdichtung der einzelnen Schüttlagen wird mit den gleichen Geräten wie beim Einbau der Stützsäule durchgeführt. Die Einbringung des Tons entlang der Mantelfläche des Schachtes erfolgt parallel zu den Schüttlagen im Schacht. Damit

eine gleichbleibende Dicke der Tonschicht gewährleistet ist, wird ein zylindrisch geformtes Ziehblech, das sich durch Führungsrollen gegen den Fels abstützt, mit hochgezogen. Der Ton wird zwischen dem Ziehblech und dem Schachtstoß eingefüllt und durch Stampfen verdichtet.

Die Sicherung des Schachtmauerwerks wird den statischen Erfordernissen entsprechend mit Hilfe von Glasfaserankern vorausseilend durchgeführt. Dazu werden von einer verfahrbaren Bühne aus oberhalb der Schachtfräse radial zum Schachtstoß Löcher gebohrt, in die die Ankerstäbe vollständig eingemörtelt werden. Beim Aufweiten des Schachtes mit der Fräse lassen sich diese Anker ohne Schwierigkeiten mit herausfräsen.

Der Übergang von der Stützsäule zur mineralischen Abdichtung wird auf einer Höhe von ca. 20 m mit der Schachtfräse konisch ausgebildet (Abb. D-9.3). Im Bereich dieser konischen Schachtaufweitung wird das für die Stützsäule vorgesehene Schottergemisch wie beschrieben lagenweise eingebaut. Etwa in der Höhe, in der die Schachtaufweitung den gewünschten Durchmesser (ca. 10 m) erreicht hat, ist zunächst ein zweistufiger Filter aus Kiessand und Sand vorgesehen, bevor darauf die mineralische Abdichtung eingebracht wird.

9.4 Abdichtung des Hilssandsteins im Schacht Konrad 2

Der Schacht Konrad 2 durchörtert im Teufenbereich ca. 469-470 m die stark wasserführende Hilssandsteinbank. Zur Eindämmung des Wasserzuflusses in den Schacht wurde deshalb in diesem Bereich im Zuge der Teufarbeiten eine Verplombung aus Beton und Mauerwerk hergestellt (s. Kap. 2.2) und dahinter das Gebirge durch Einpressen von Zementsuspensionen abgedichtet. Der im Hilssandstein gemessene Wasserdruck beträgt ca. 47 bar.

Durch die Aufweitung des Schachtes im Zuge der Schachtverfüllung nach Beendigung der Betriebsphase muß im Bereich des Hilssandsteins ein Teil der Verplombung herausgenommen werden. Damit durch diese Schwächung der Abdichtung der Wasserzulauf aus dem Hils nicht ungünstig beeinflusst wird, müssen vorab besondere Abdich-

tungsmaßnahmen ergriffen werden. Dabei werden die bei den früheren Abdichtungsarbeiten gesammelten Erfahrungen berücksichtigt.

Es ist geplant, den Hilssandstein und die angrenzenden Bereiche der darüber und darunter anstehenden Tonsteine in einer ringförmigen Zone um den Schacht herum vor der Aufweitung weiträumig abzdichten (Abb. D-9.4).

Dazu sollen zunächst in 7 Ebenen um den gesamten Schachttumfang herum systematisch 6-12 m lange Bohrungen hergestellt und mit Zementsuspension oder Kunstharzen verpreßt werden. Wegen des hohen Wasserdrucks im Hils müssen die Bohrungen durch Präventer abgedichtet werden. Jeweils nach 3 m, 6 m, und 8 bzw. 9 m Bohrtiefe werden die Bohrarbeiten unterbrochen und die Einpreßarbeiten durchgeführt. Zur Kontrolle des Abdichtungserfolgs werden die Verpreßarbeiten in den einzelnen Ebenen nacheinander und in einer bestimmten Reihenfolge ausgeführt (s. Abb. D-9.4). Dabei werden die in den einzelnen Bohrlochabschnitten verpreßten Mengen registriert und ausgewertet. Die Bohrungen in einer Ebene sollen in mehreren Serien hintereinander hergestellt und verpreßt werden. Falls erforderlich kann das in der Abb. D-9.4 skizzierte Bohrlochschema im Schacht nach oben oder unten erweitert werden. Außerdem können die Bohrlochabstände den Erfordernissen angepaßt werden. Nach Abschluß der Verpreßarbeiten wird der Abdichtungserfolg mit Hilfe von Kernbohrungen, in denen WD-Tests ausgeführt werden, kontrolliert. Außerdem wird die Festigkeit des injizierten Felses an Bohrkernproben untersucht.

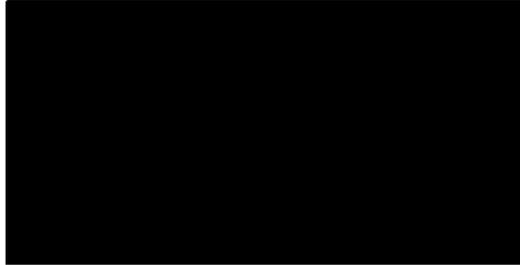
Damit sich nach der Schachtaufweitung in der Fuge hinter der noch verbleibenden Plombe kein Wasserdruck aufbauen kann, werden an der Basis des Hils nach Abschluß der Einpreßarbeiten kurze Drainagebohrungen angeordnet. Falls örtlich noch nennenswerte Wassermengen zulaufen sollten, wird nachinjiziert.

Als Injektionsgut kommen Suspensionen unter Verwendung feingemahlener Zemente (z.B. Mikrodur) oder Kunstharze auf PU-Basis (z.B. Bevedan/Bevedol, Wilkit o.ä.) in Frage. Ein kombinierter Einsatz verschiedener Injektionsmittel in den verschiedenen Ebenen bzw. Serien ist u.U. zweckmäßig. Um beim Einpressen des Injektionsgutes

eine ausreichend große Reichweite zu erzielen, sollte der Verpreßdruck über dem Wasserdruck im Hils liegen.

Die genaue Festlegung der erforderlichen Bohrlochabstände und -tiefen sowie der Zusammensetzung des Verpreßgutes und der Verpreßdrücke kann zu einem späteren Zeitpunkt im Rahmen eines Einpreßversuches erfolgen, wie er nach DIN 4093 üblicherweise durchzuführen ist.

Aachen, den 09.08.1991



Literatur

[1]

[2]

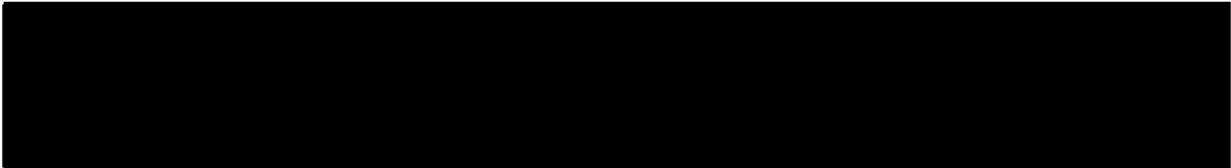
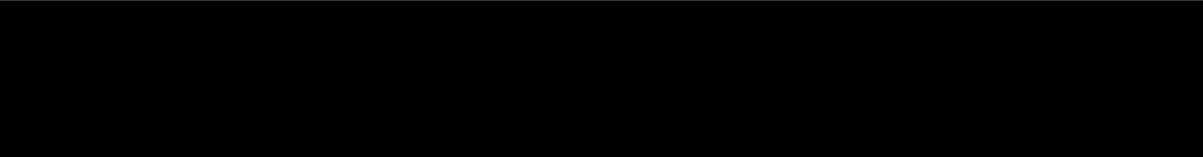
[3] Gerardi, J.: Revision von Tiefbohrungen, BGR, unveröff. Bericht, Hannover, Dez. 1988 und Nachträge zum Bericht, Hannover, Juni 1989.

[4] Hülsmann, K.H. und Schöne-Warnefeld, G.: Schächte 1 und 2 der Eisenerzgrube Konrad in Salzgitter, Gutachten über die Standfestigkeit der Schächte im Hinblick auf die weitere Verwendung für die Erz- und Materialförderung, Seilfahrt und Wetterführung, Westfälische Berggewerksschaftskasse (WBK), Bochum, November 1984.

[5]

[6] Plan-Endlager für radioaktive Abfälle-Schachanlage Konrad Salzgitter, Kapitel 4.2 (Schachtverfüllung), Bundesamt für Strahlenschutz, Salzgitter, Fassung 1991.

[7] Oellers, Th.: Hydrostatische Asphaltichtung für die Schächte Konrad 1 und 2, Deilmann-Haniel GmbH, Dortmund-Kurl, Dezember 1990.

- [8] Hürlimann, W. et al.: Schachtanlage Konrad, Modellrechnungen mit dem Programm FEM 301 für ein alternatives geologisches/hydrogeologisches Modell, Rechnungen zum Schachtverschluß, Colenco, Baden/Schweiz, Entwurf August 1989.
- [9] Gilby, D. et al.: Schachtanlage Konrad, Einfluß der bestehenden Tiefbohrungen und des Schachtverschlusses, Modellierung der Radionuklidausbreitung, Band I (Textteil) und Band II (Abbildungen), Colenco, Baden/Schweiz, Entwurf August 1989.
- [10] 
- [11] Bucher, F. und Spiegel, U.: Quelldruck von hochverdichteten Bentoniten, Technischer Bericht 84-18 der Nagra, IGB der ETH Zürich, Dezember 1984.
- [12] Bucher, F. und Müller-Vonmoos, M.: Bentonit als technische Barriere bei der Endlagerung hochradioaktiver Abfälle; in: Mitteilungen des IGB der ETH-Zürich, Nr. 133, 1988.
- [13] Pusch, R. et al.: Final Report of the Borehole, Shaft and Tunnel Sealing Test - Vol. II: Shaft plugging, Technical Report 87-26 Nagra, Jan. 1987.
- [14] Wittke, W.: Endlager Konrad, Schachtverfüllung/Alte Bohrungen. Bericht Teil AI: Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkreide (343 m-Sohle), März 1991.
- [15] 
- [16] Wittke, W.: Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Springer-Verlag 1984.

- [17] Müller-Vonmoos, M. und Loken, T.: Das Scherverhalten der Tone; in: Mitteilungen des IGB der ETH-Zürich, Nr. 133, 1988.

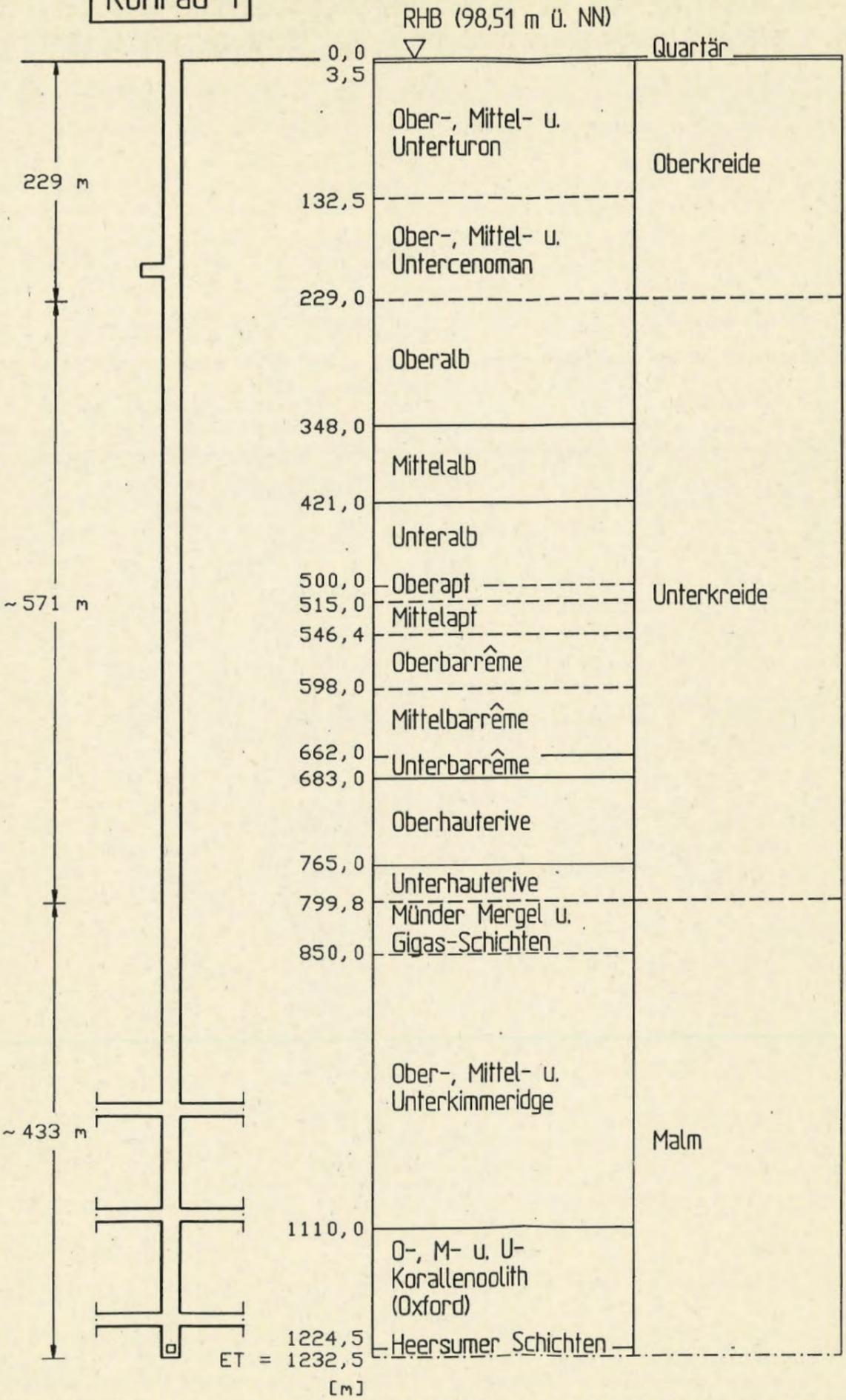
- [18] Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 4. Auflage, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1990.

- [19] Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1990.

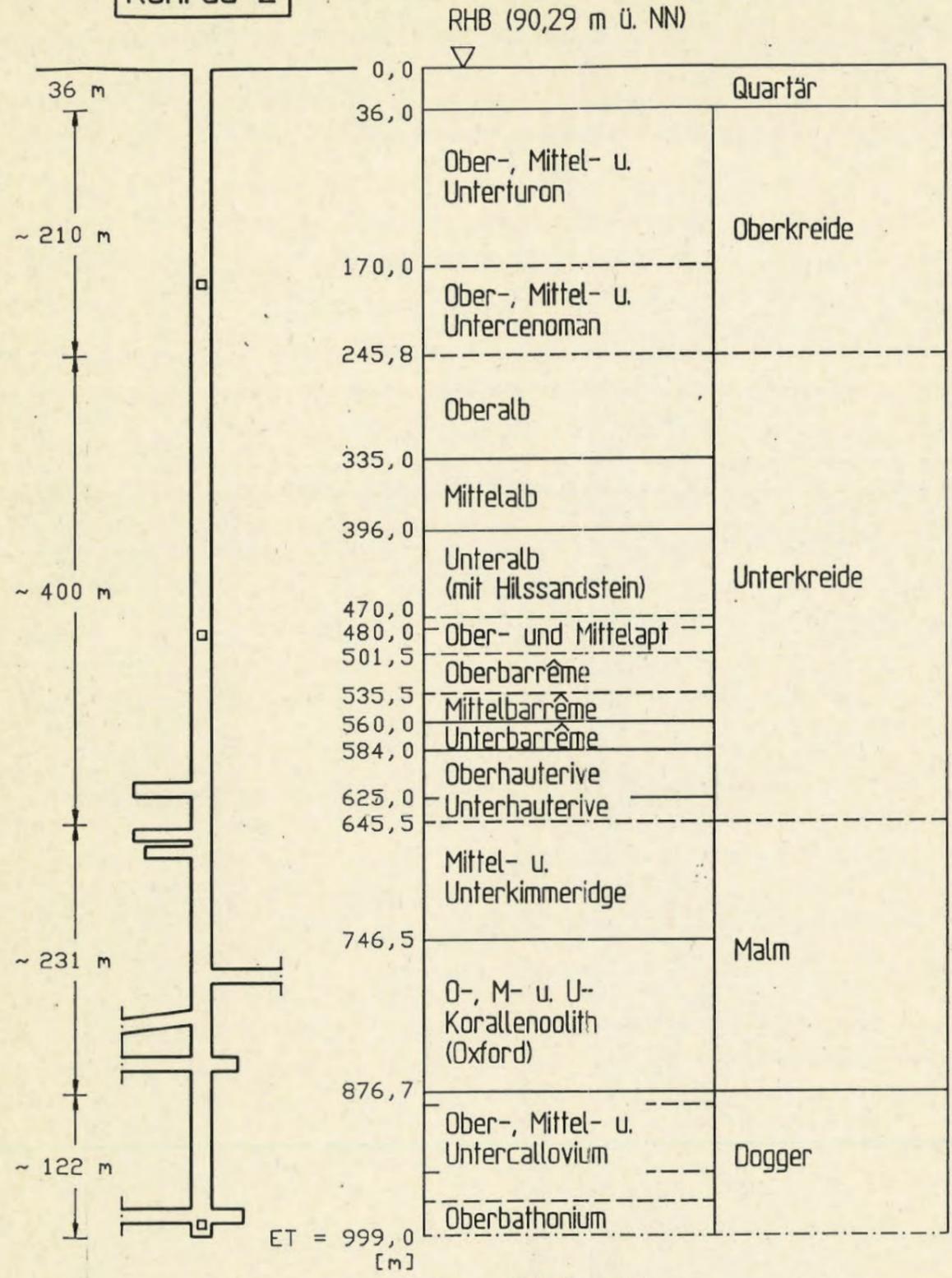
- [20] Technische Lieferbedingungen für Gleisschotter, Deutsche Bundesbahn, TL 918 61, März 1981.

- [21] Sherard, J.L. et al.: Filters for Silt and Clays. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110, No. 6, June, 1984, pp. 701-718.

Konrad 1



Konrad 2



Angaben zur Stratigraphie gem. Revision der BGR (3)

Abb. D - 2.1

Stratigraphische Profile im Bereich der Schächte Konrad 1 und Konrad 2

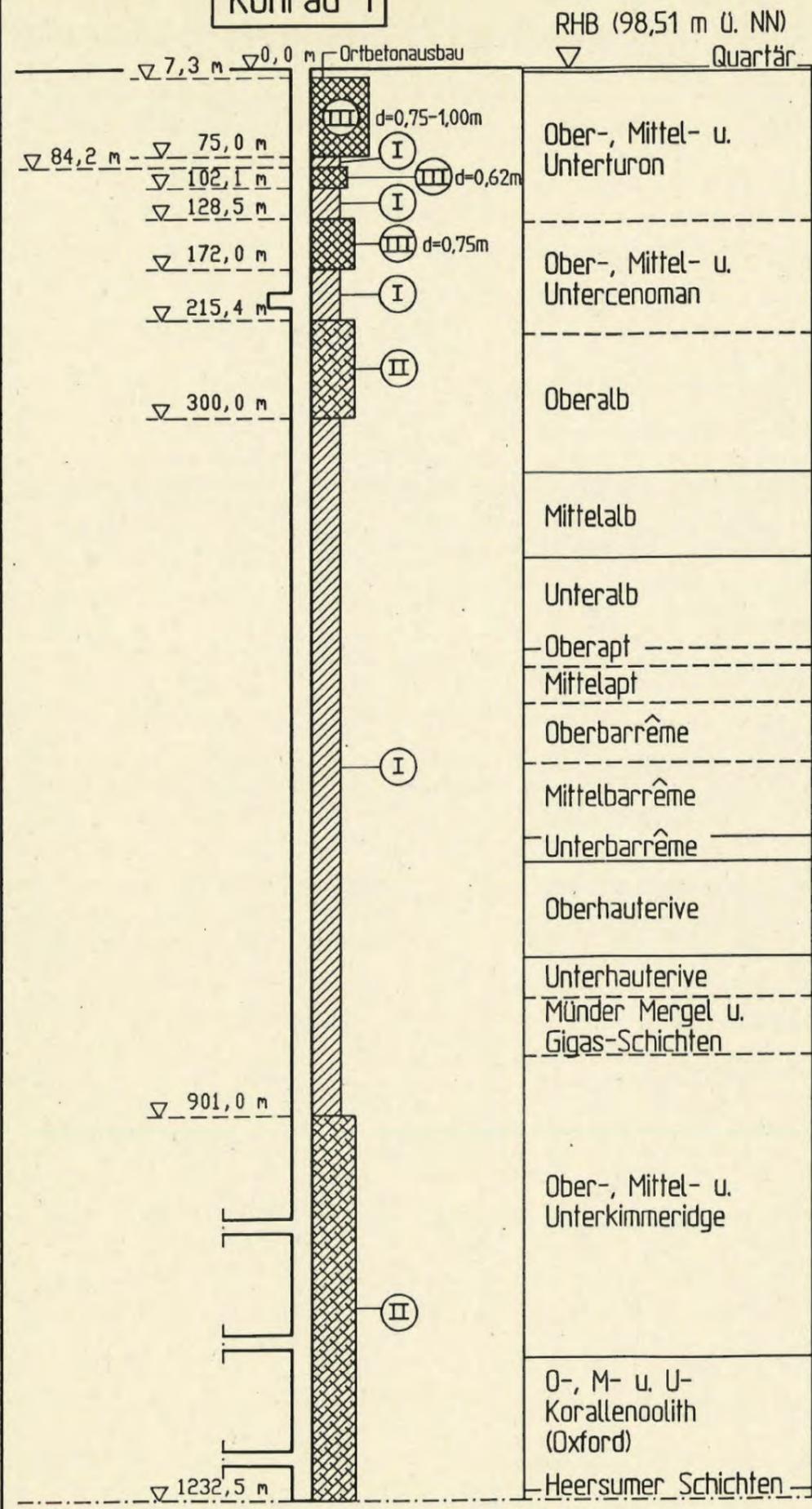
ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

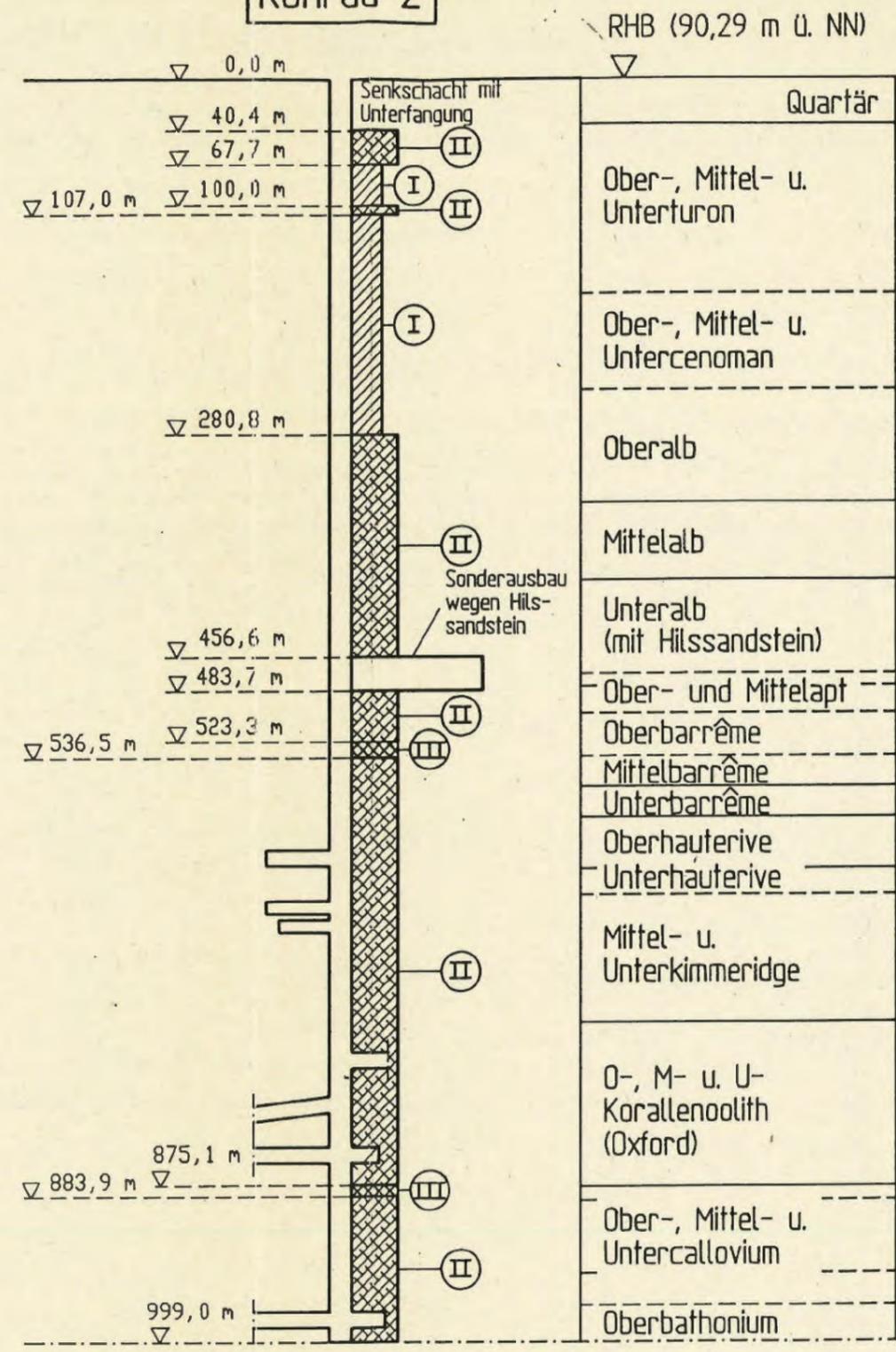
Konrad 1

Konrad 2

Legende zu den Ausbautypen



RHB (98,51 m ü. NN)
Quartär



RHB (90,29 m ü. NN)
Quartär

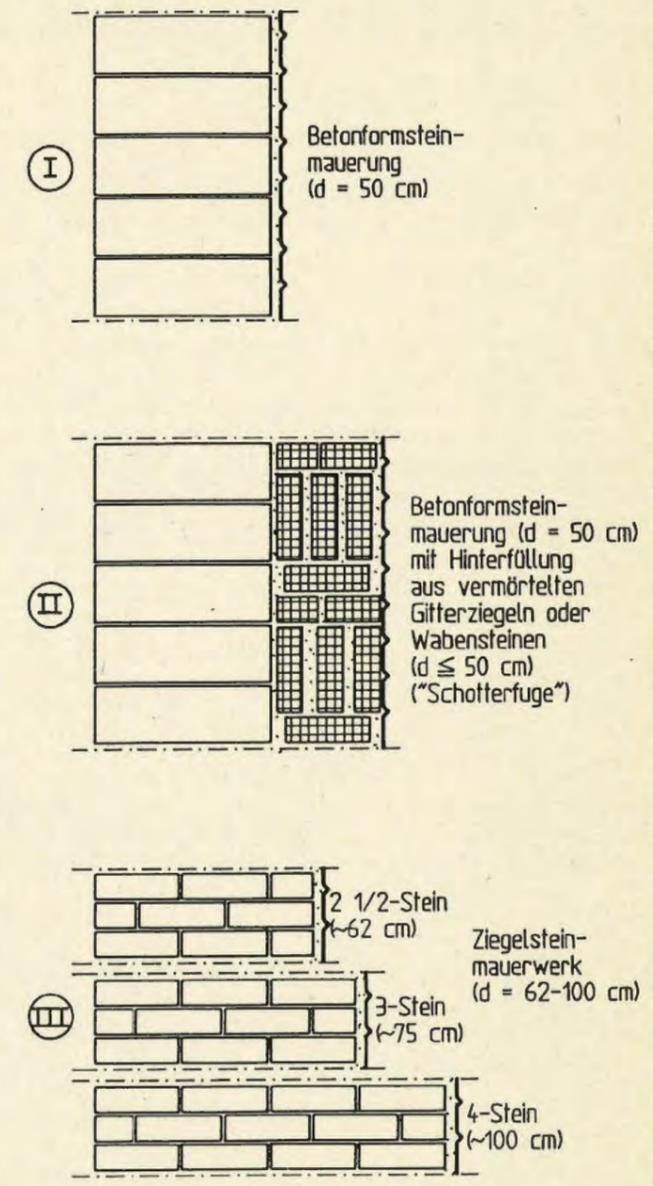
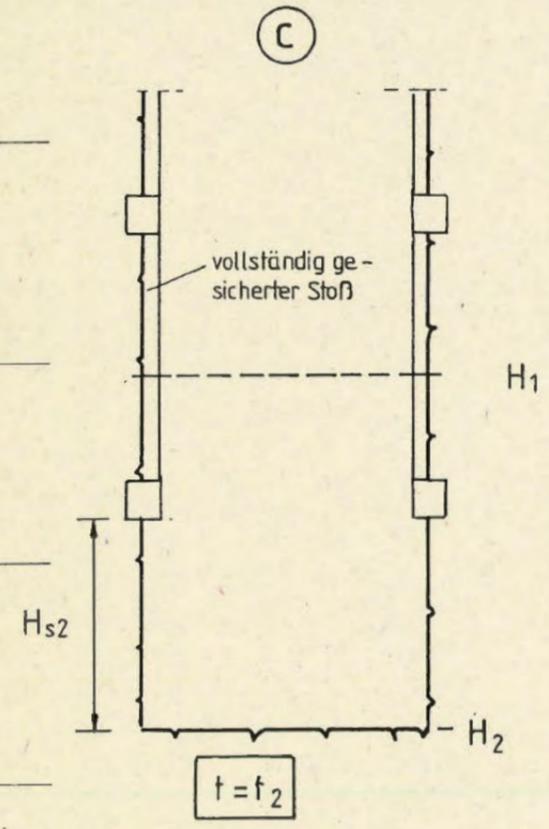
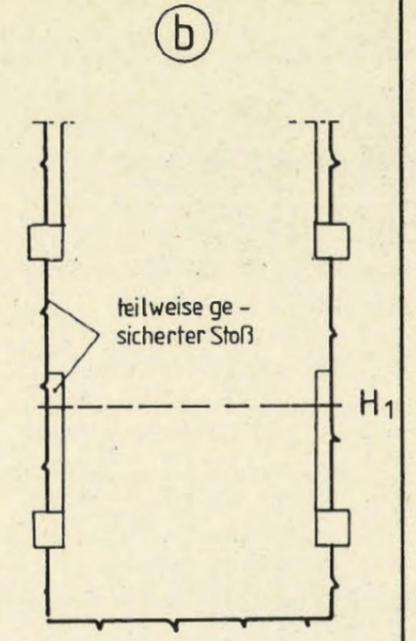
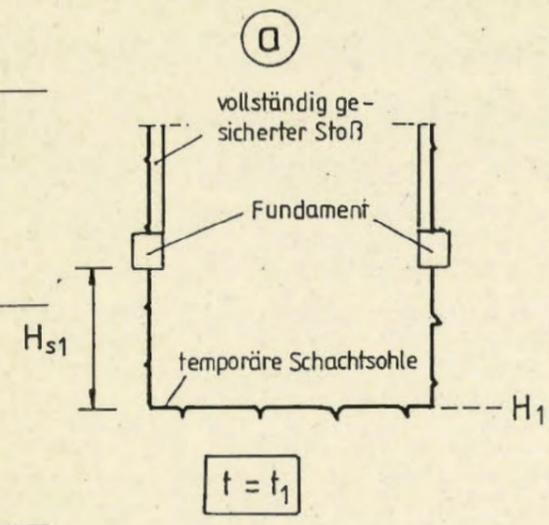
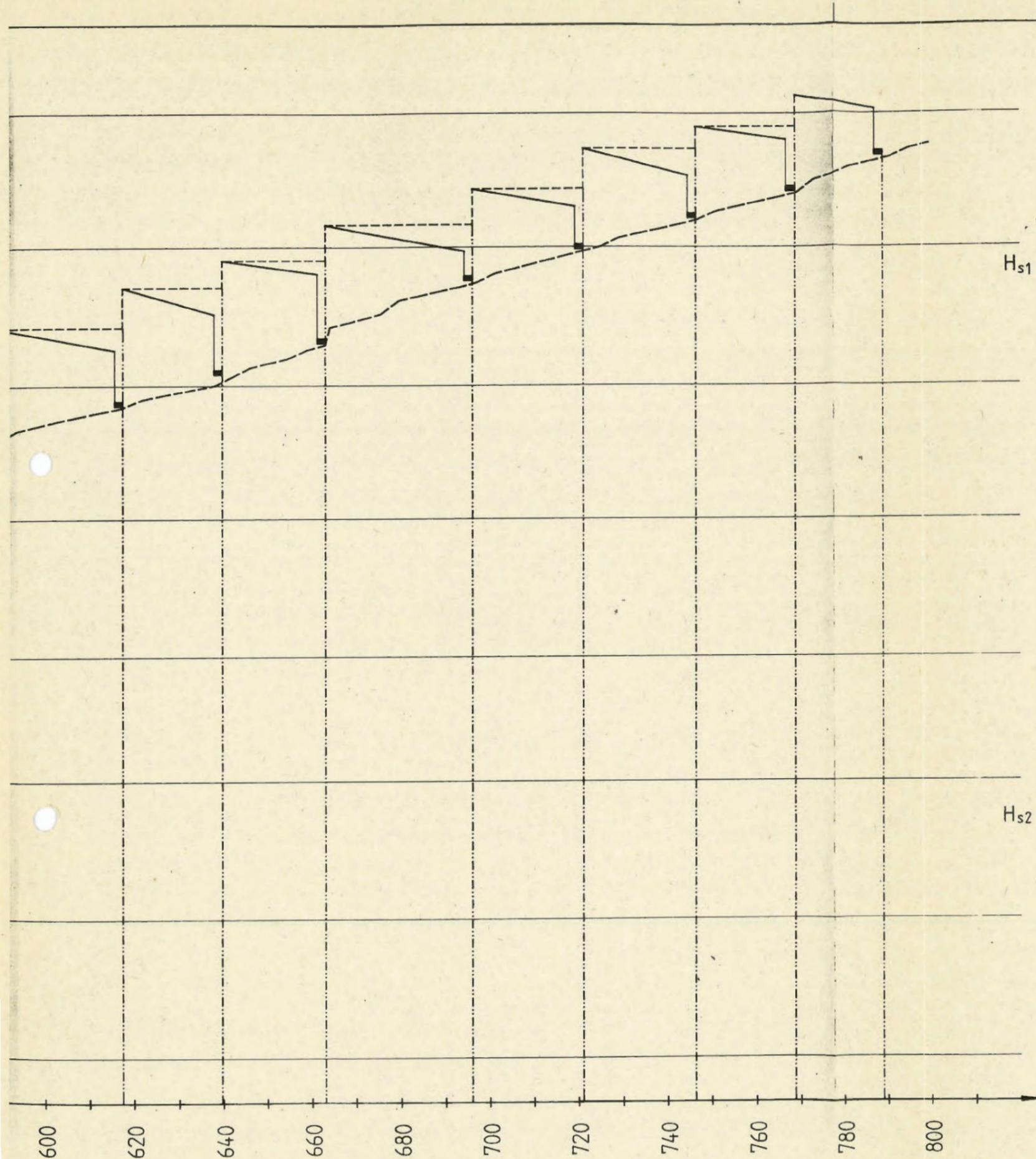


Abb. D - 2.2

Ausbau der Schächte Konrad 1 und Konrad 2

	G F	ENDLAGER KONRAD
		Schachtverfüllung



Standzeit :

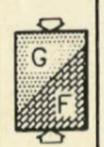
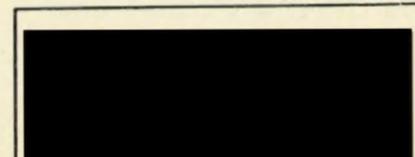
$T_{s1} = t_2 - t_1$

Definition der Höhen und Standzeiten der offenen Schachtstöße

Abb. D - 2.3

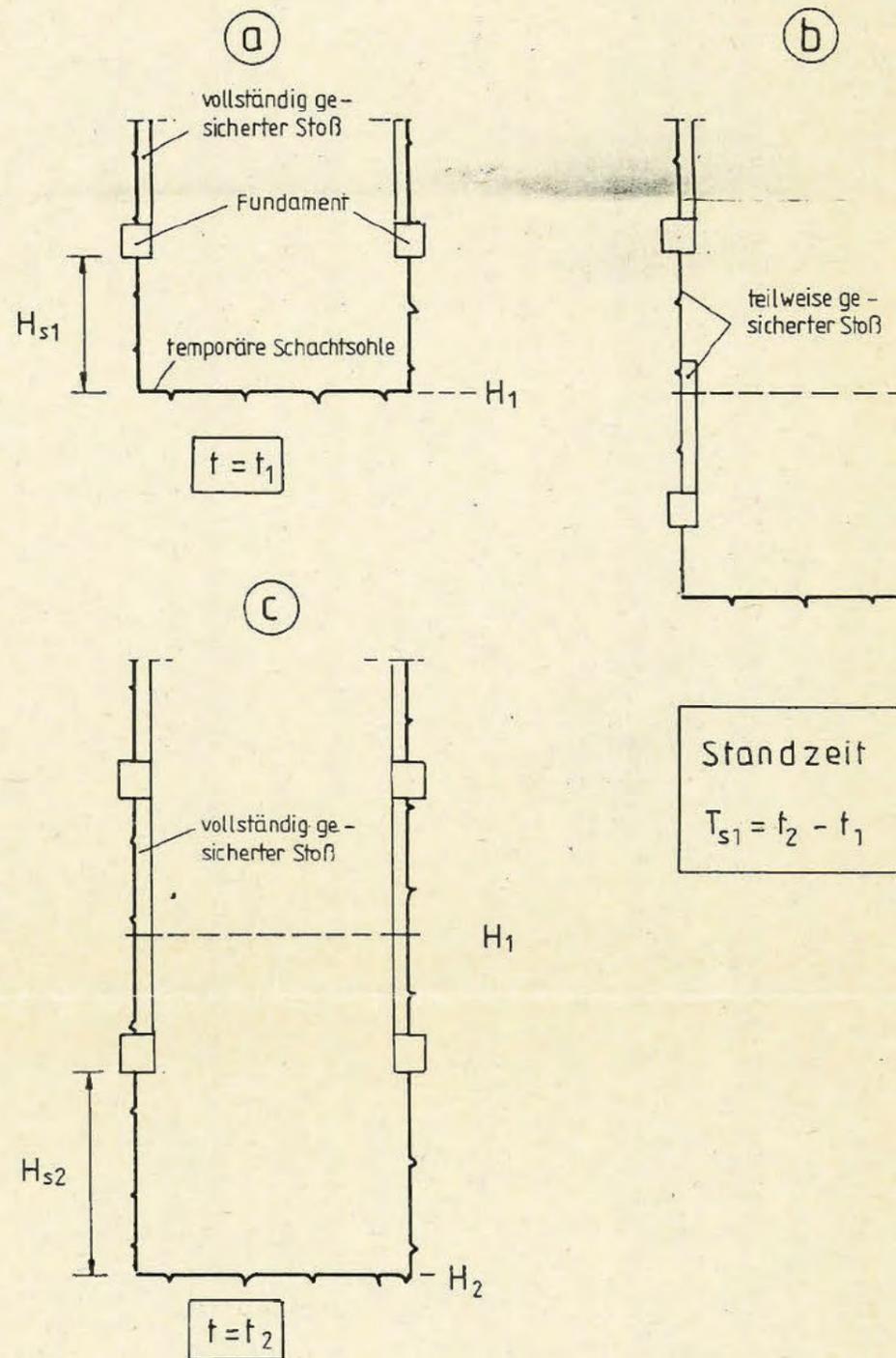
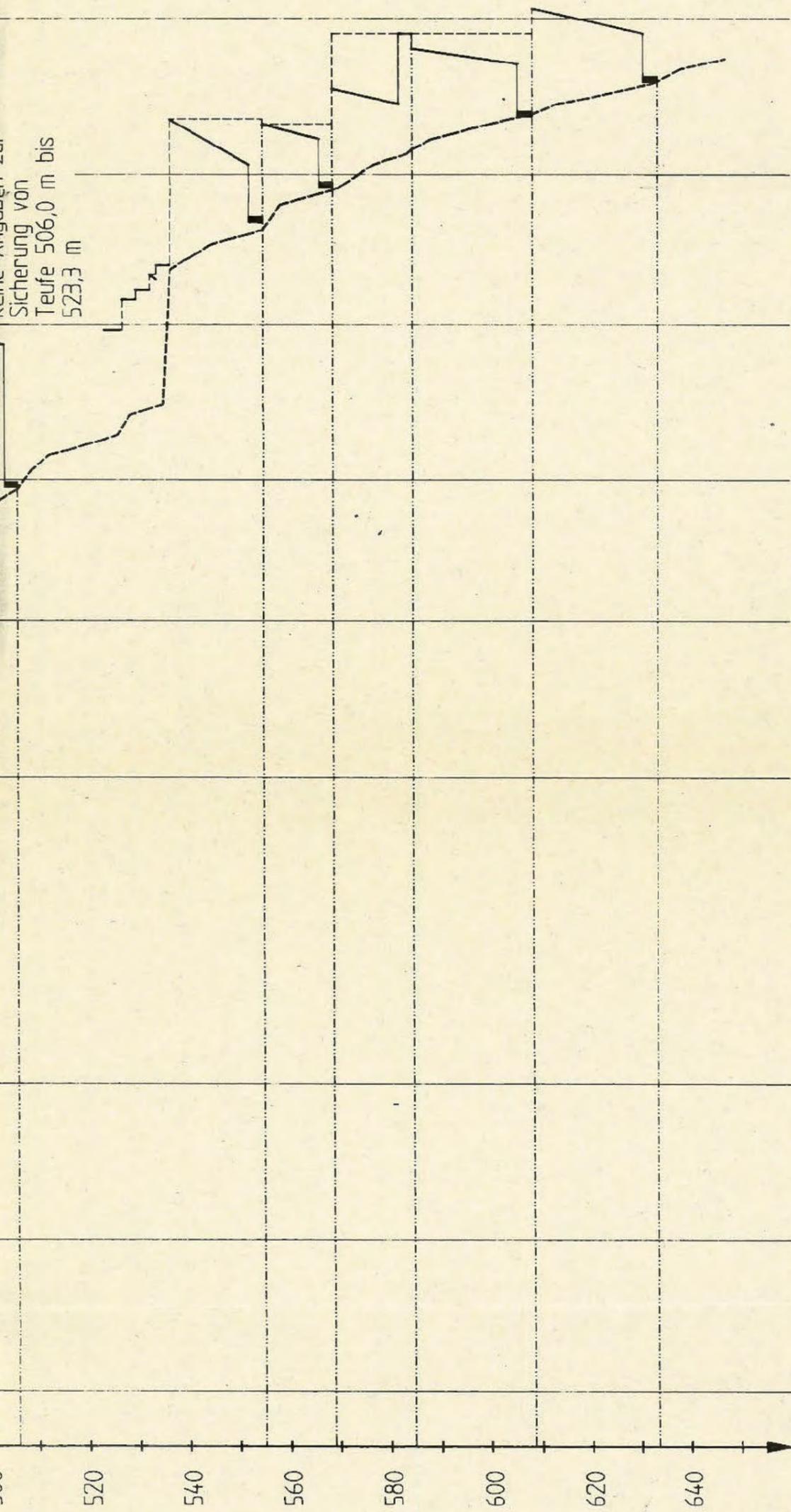
Teufen und Sichern des Schachtes Konrad 1 im Bereich der Unterkreide

Mittelbarrême	Unterbarrême	Oberhauterive	Unterhauterive
---------------	--------------	---------------	----------------



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Definition der Höhen und Standzeiten der offenen Schachtstöße

Abb. D - 2.4

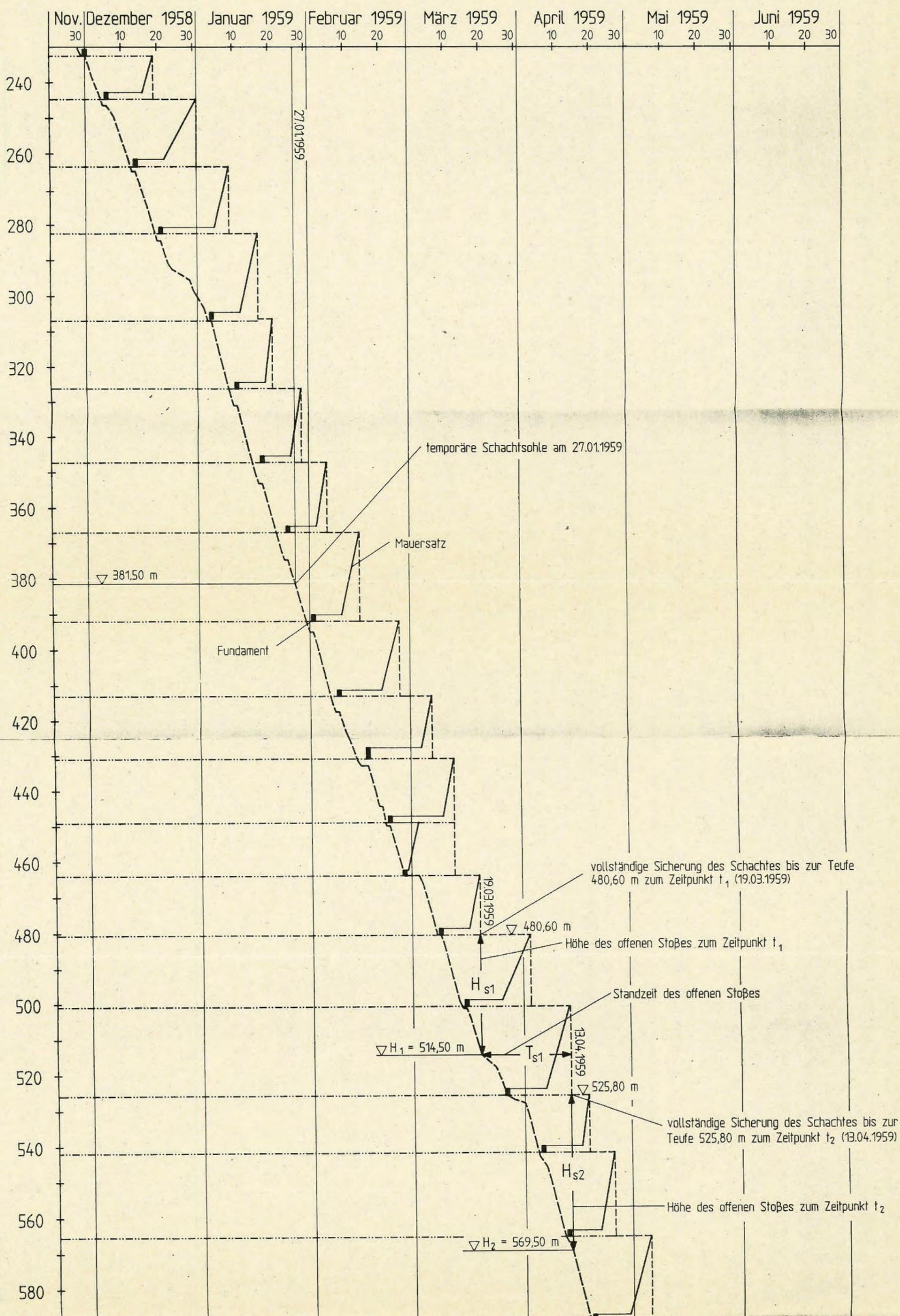
Teufen und Sichern des Schachtes Konrad 2 im Bereich der Unterkreide

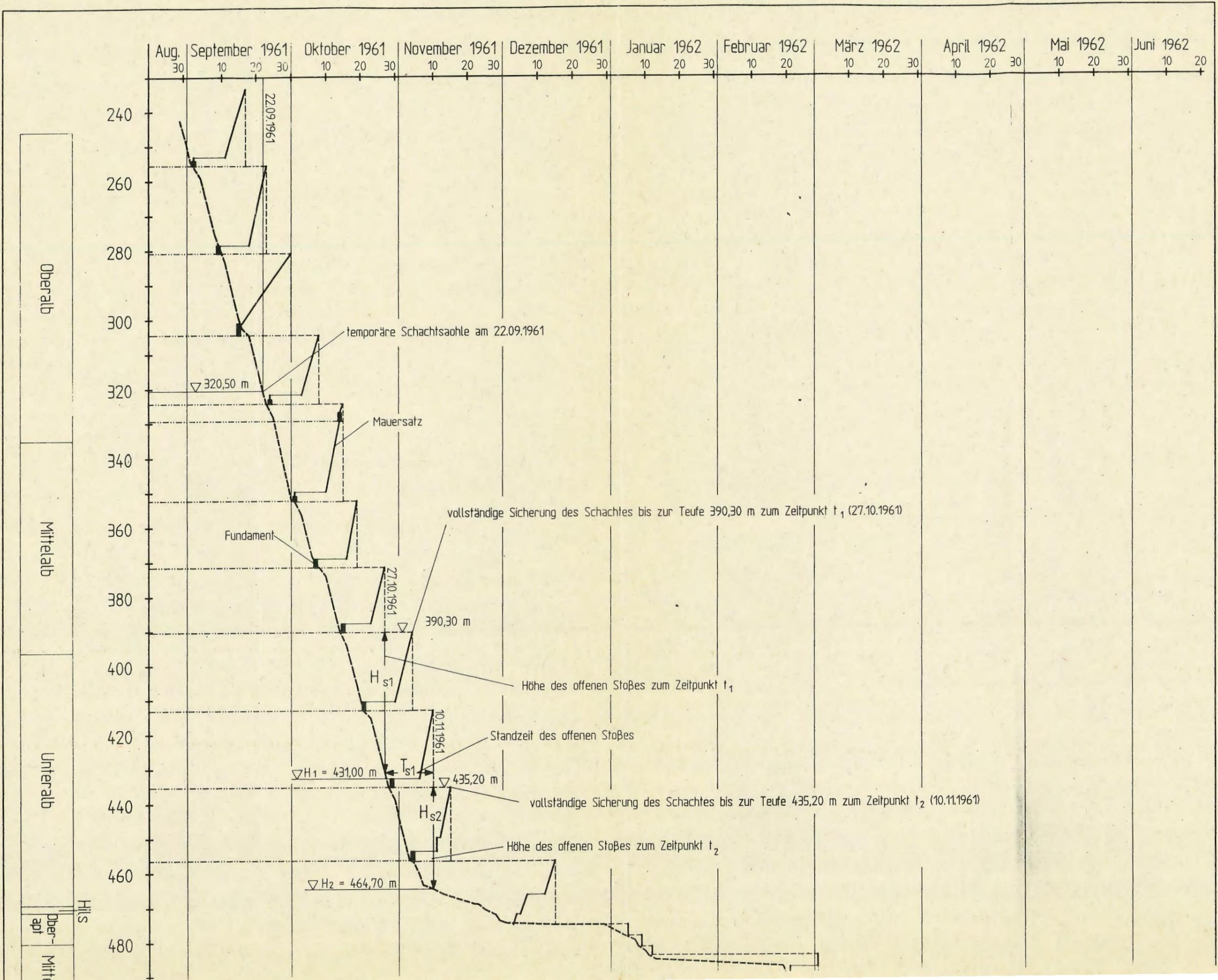
Oberbarrême	Mittelbarrême	Unterbarrême	Oberhautérive	Unterhautérive
-------------	---------------	--------------	---------------	----------------



ENDLAGER
Schachtver

Oberalb
 Mittelalb
 Unteralb
 Ober-
 apt
 Mittelapt
 Oberbarême





Oberhalb

Mittelfalb

Unterhalb

Hils

Ober-

Mitt-

240

260

280

300

320

340

360

380

400

420

440

460

480

Aug.

September 1961

Oktober 1961

November 1961

Dezember 1961

Januar 1962

Februar 1962

März 1962

April 1962

Mai 1962

Juni 1962

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

30

10

20

22.09.1961

temporäre Schachtsaohle am 22.09.1961

▽ 320,50 m

Mauersatz

Fundament

vollständige Sicherung des Schachtes bis zur Teufe 390,30 m zum Zeitpunkt t₁ (27.10.1961)

27.10.1961

390,30 m

H_{s1}

Höhe des offenen Stoßes zum Zeitpunkt t₁

Standzeit des offenen Stoßes

10.11.1961

▽ H₁ = 431,00 m

T_{s1}

435,20 m

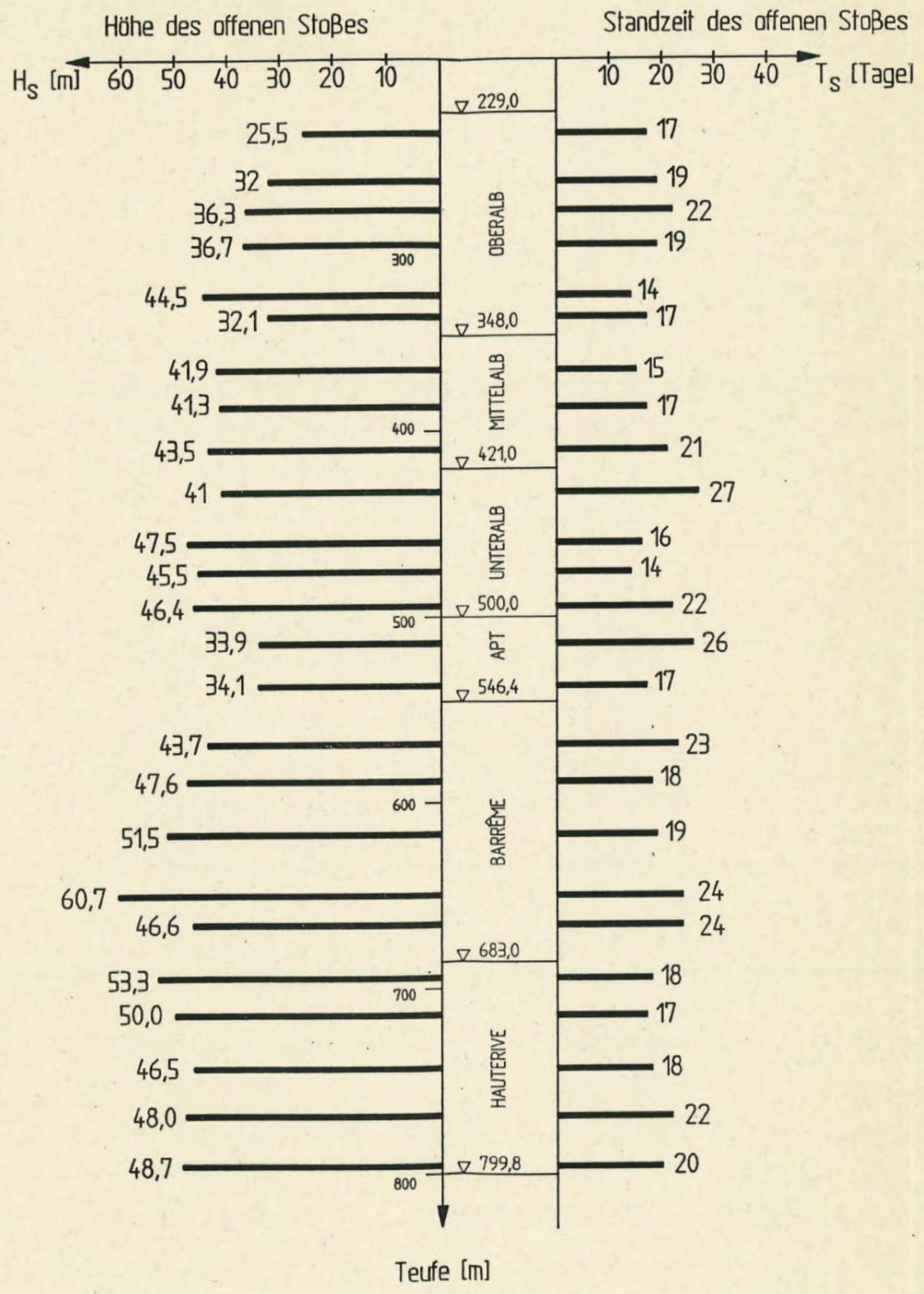
vollständige Sicherung des Schachtes bis zur Teufe 435,20 m zum Zeitpunkt t₂ (10.11.1961)

H_{s2}

Höhe des offenen Stoßes zum Zeitpunkt t₂

▽ H₂ = 464,70 m

Konrad 1



Konrad 2

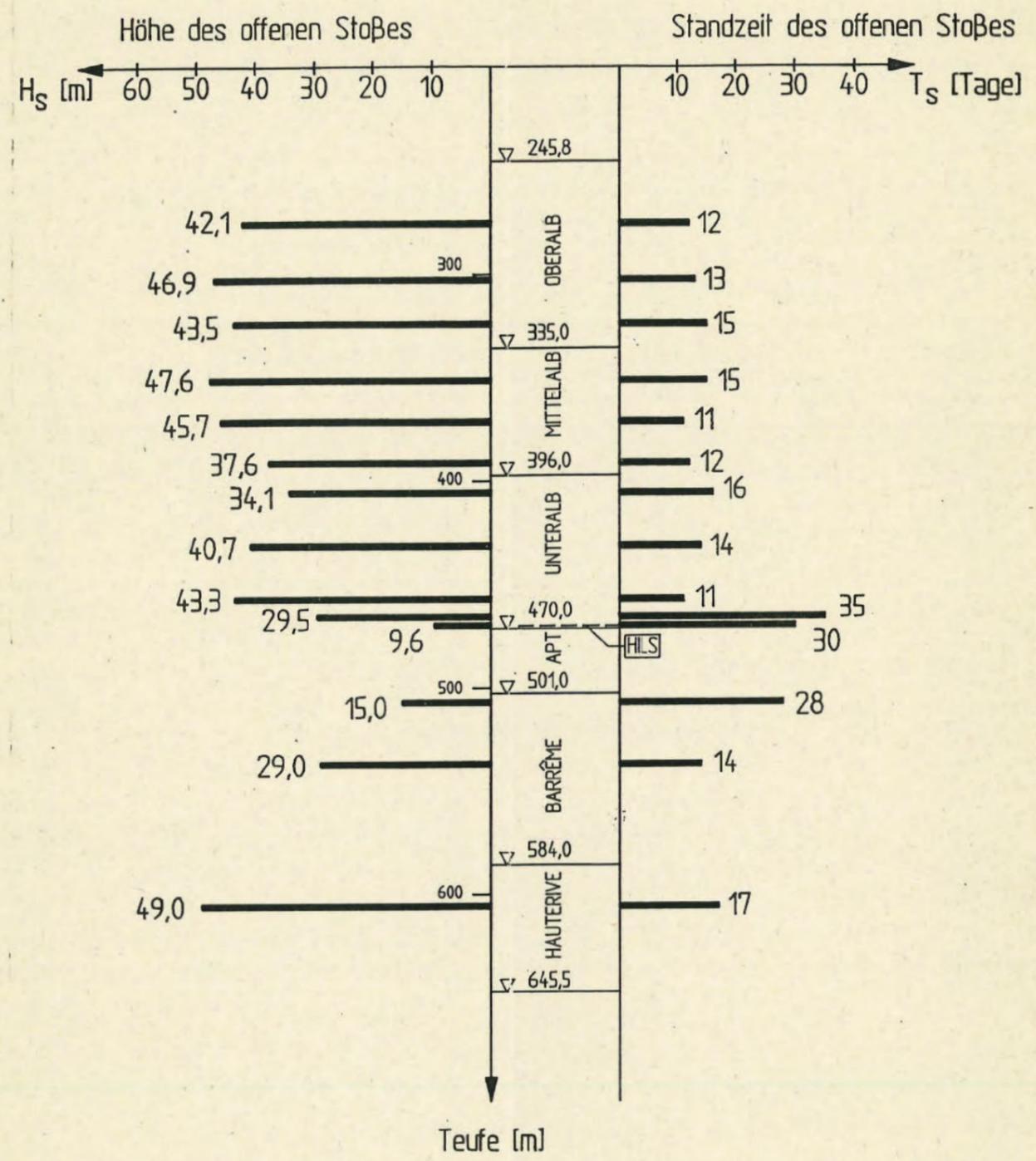
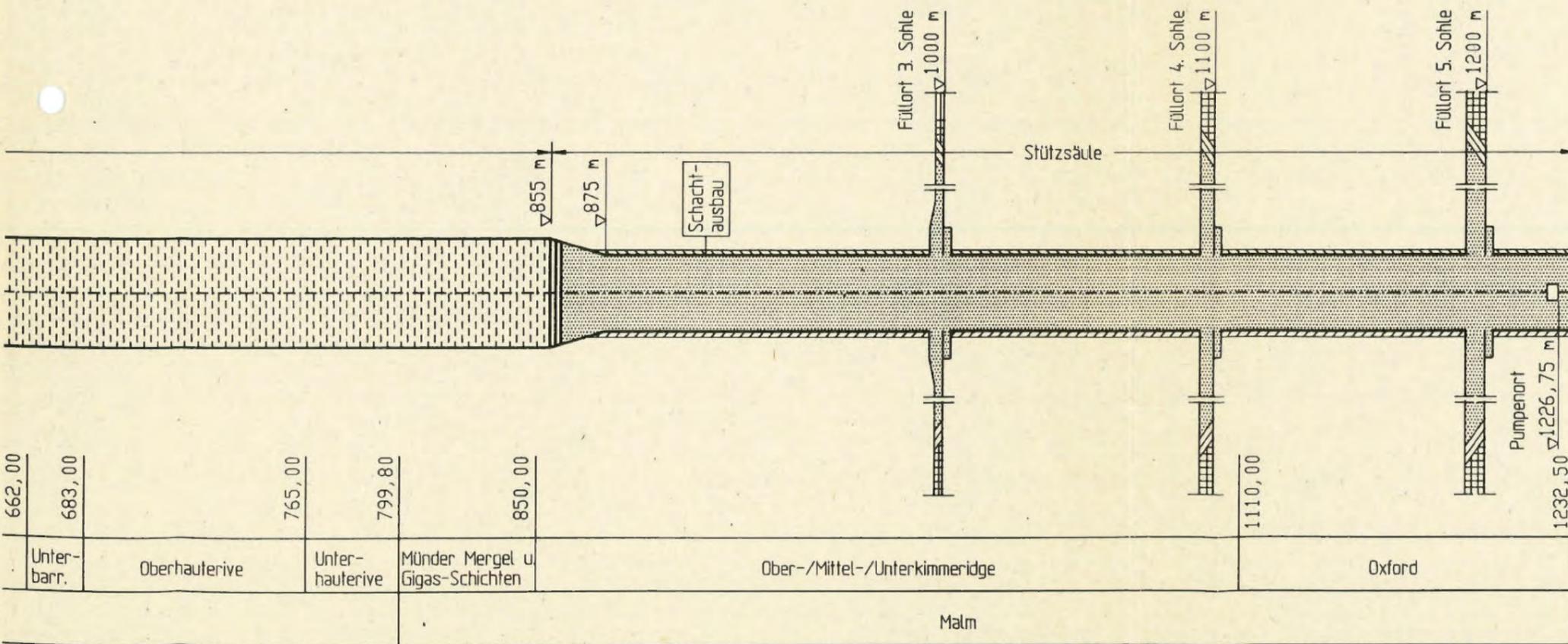
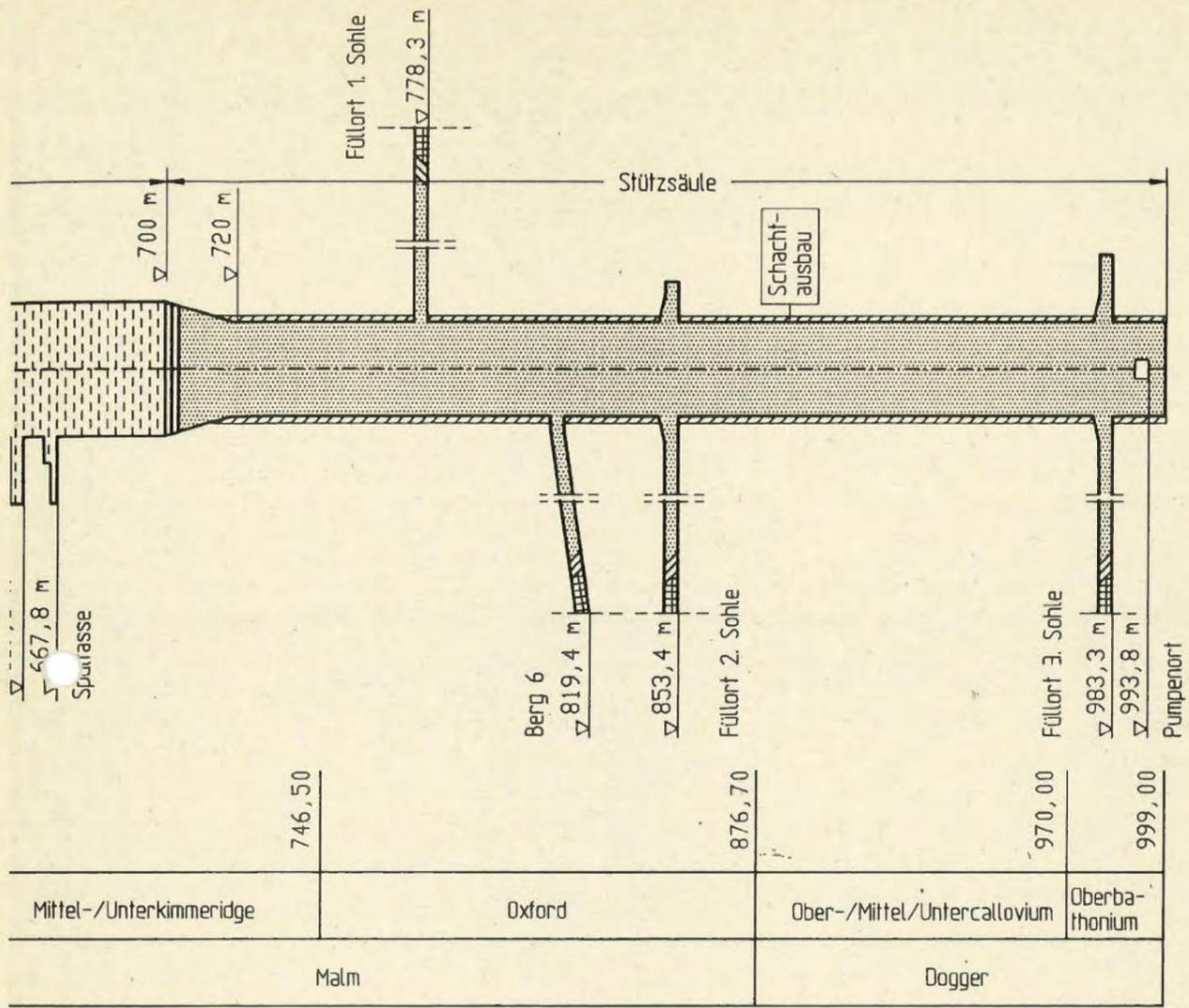


Abb. D - 2.5

Höhen und Standzeiten der offenen Stöße der Schächte Konrad 1 und 2 im Bereich der Unterkreide

ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Legende :

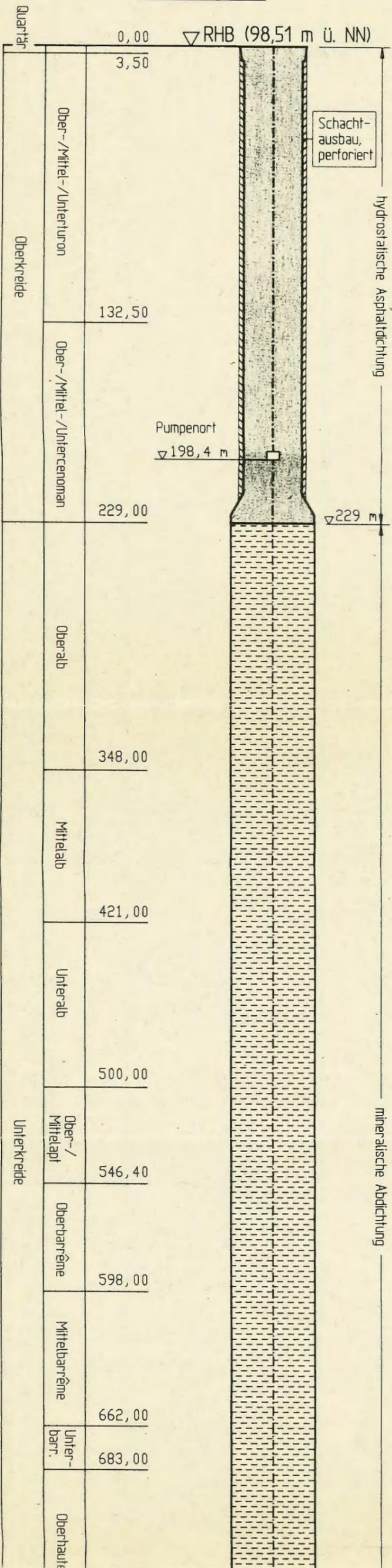
-  hydrostatische Asphaltabdichtung
-  mineralische Abdichtung
-  Stützsäule
-  Streckenversatz
-  Filter (2-stufig)

Abb. D - 3.1

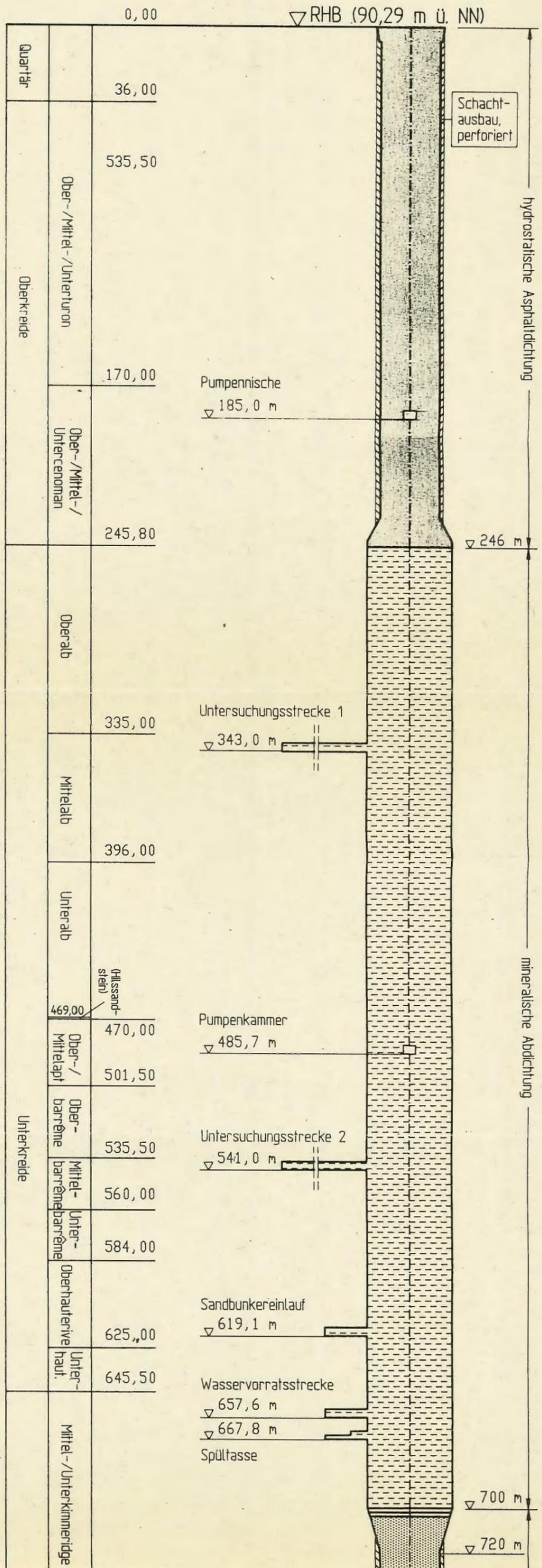
Aufbau der Verfüllung der Schächte
Konrad 1 und Konrad 2

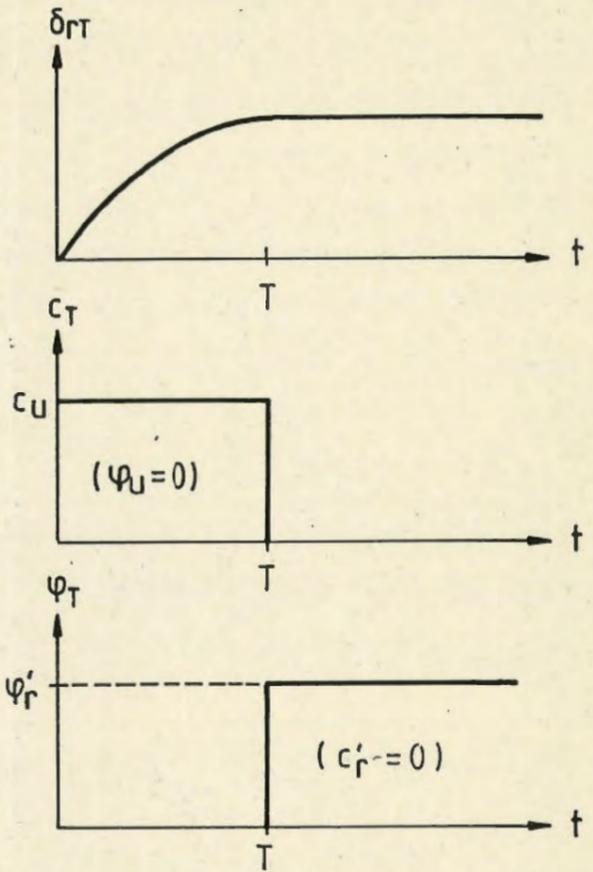
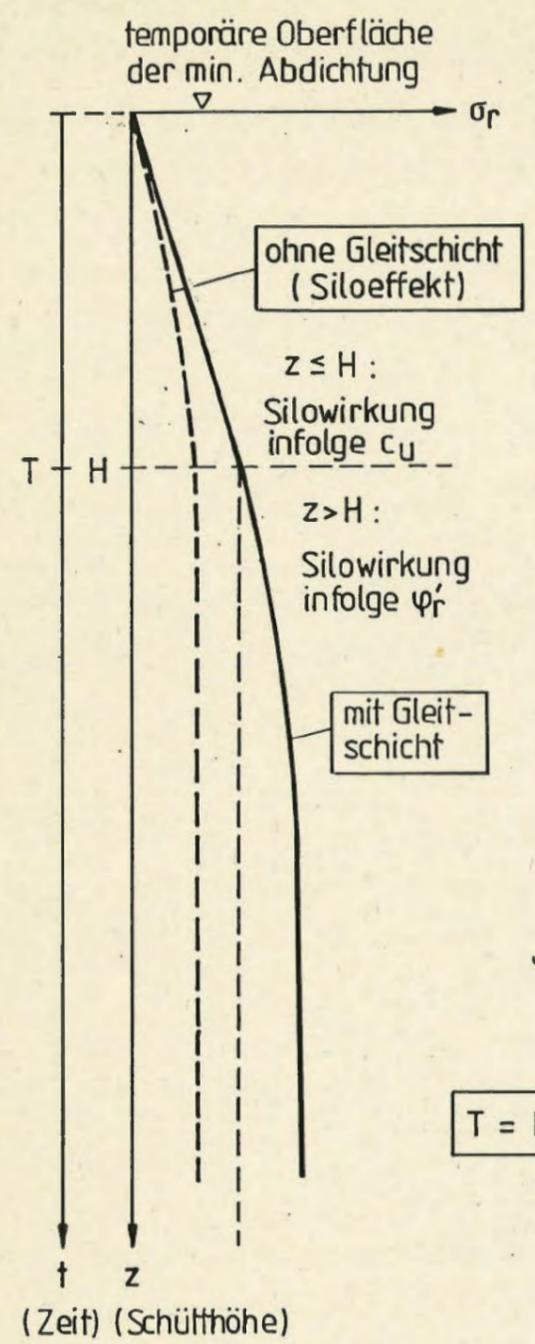
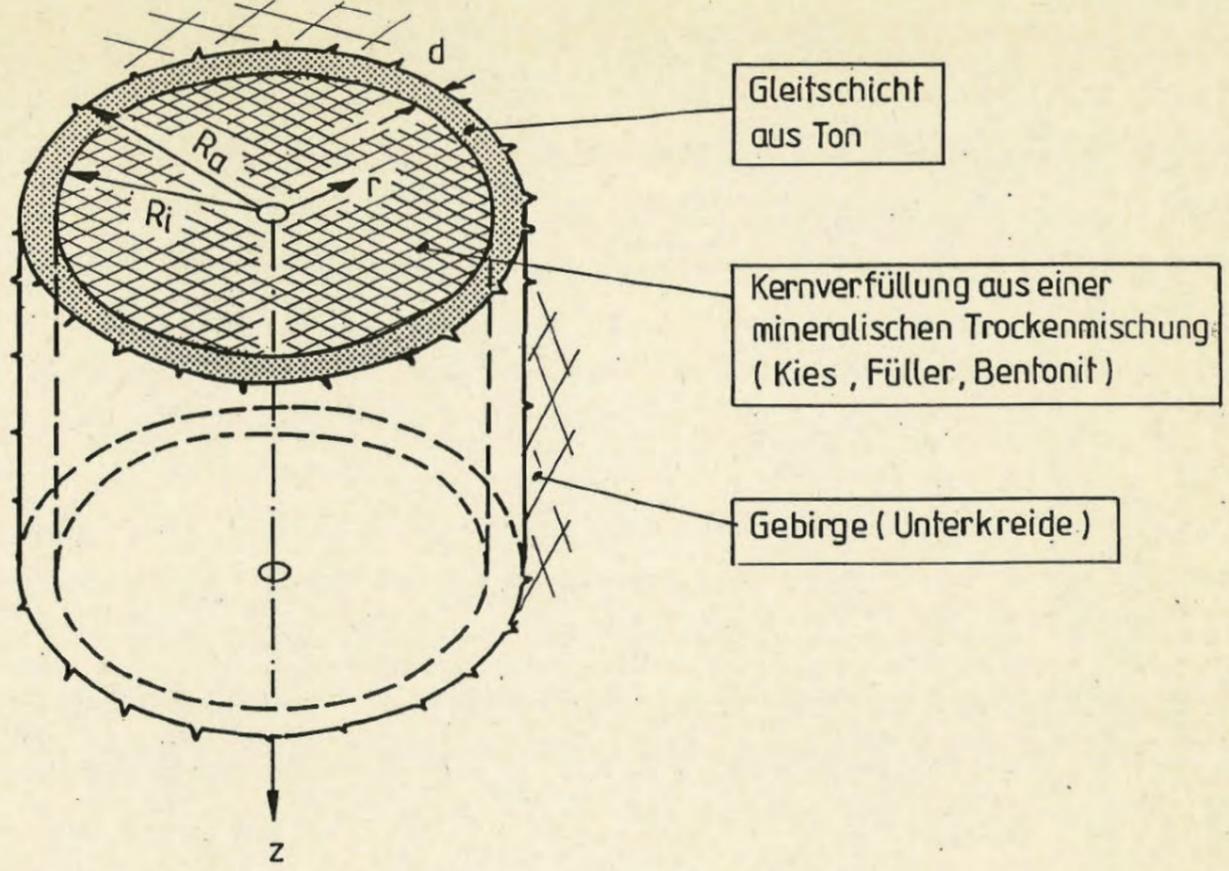
		ENDLAGER KONRAD Schachtverfüllung
--	---	---

Konrad 1



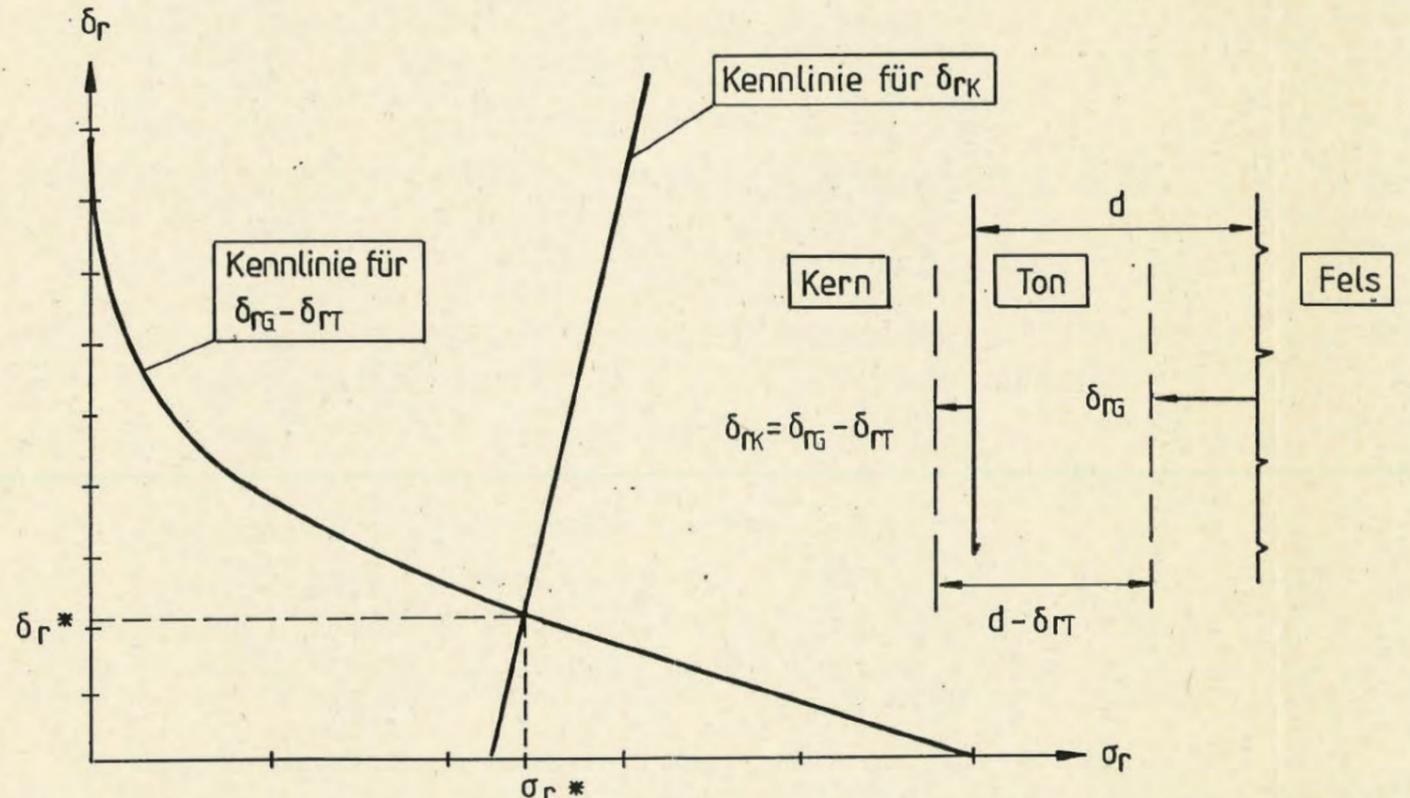
Konrad 2





Verfestigung des Tons

$T =$ Konsolidierungszeit des Tons



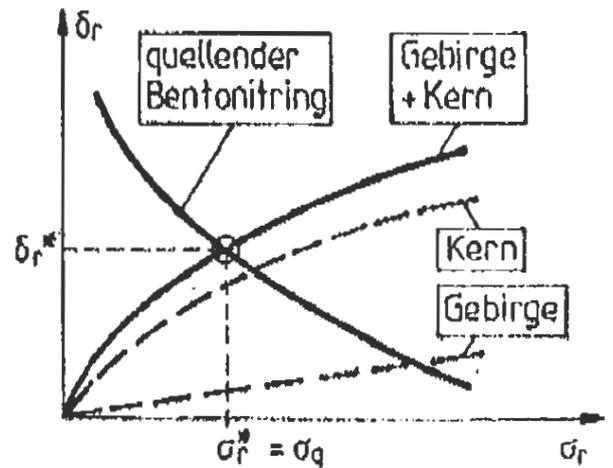
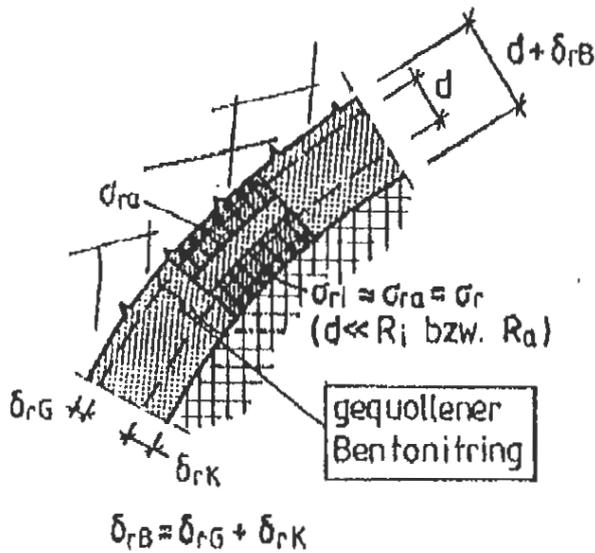
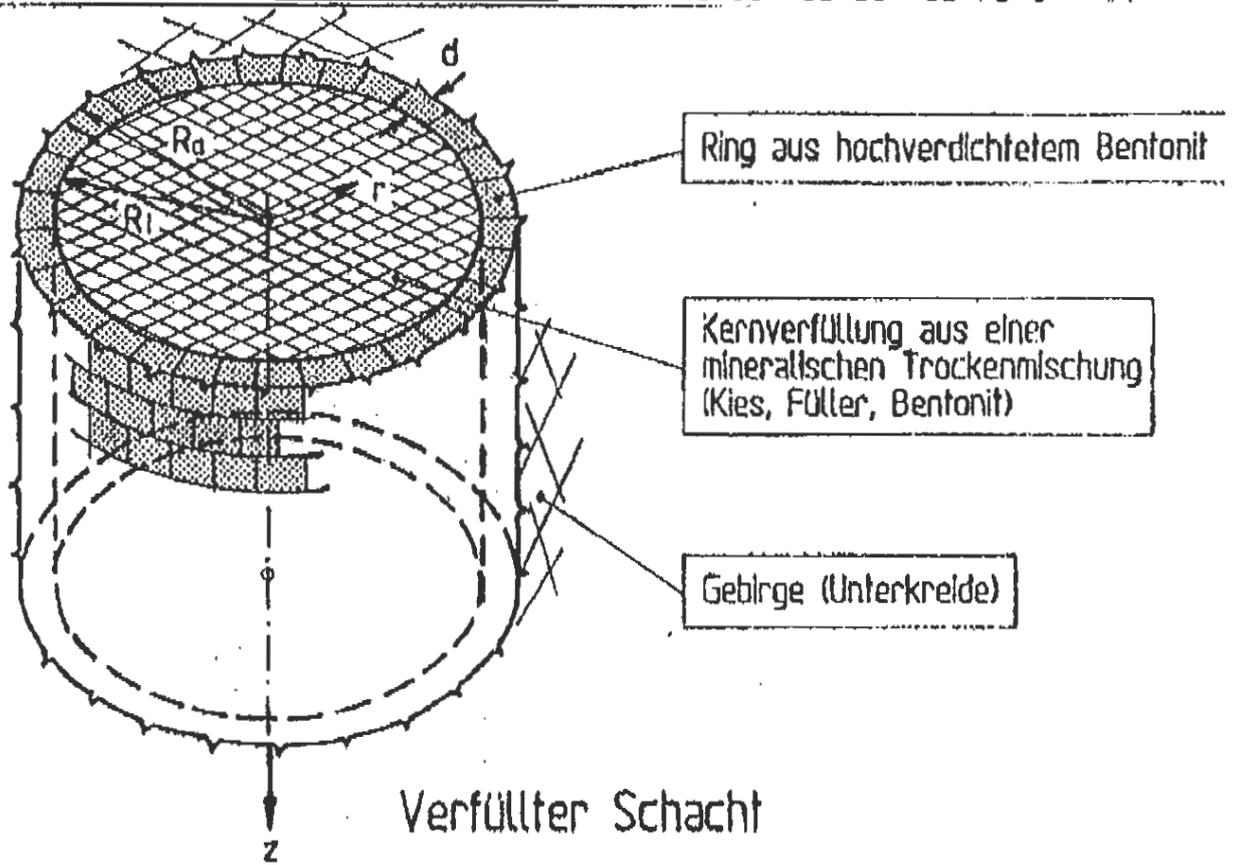
Wechselwirkung zwischen Kernverfüllung, Gleitschicht und Gebirge

Wirkungsweise der Gleitschicht aus Ton

Abb. D - 3.2

Mineralische Abdichtung - Variante A :
Konzept und Wirkungsweise

		ENDLAGER KONRAD
		Schachtverfüllung



Kennlinien

Wechselwirkung zwischen quellendem Bentonitring, Gebirge und Kernverfüllung

Abb. D - 33

Mineralische Abdichtung - Variante B :
Konzept und Wirkungsweise



ENDLAGER KONRAI
Schachtverfüllung

343 m - Sohle (Mittelalb) :

Wichte : $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$
 E-Modul : $E = 2000 - 4000 \text{ MN/m}^2$
 Poissonzahl : $\nu = 0,33$
 Kohäsion : $c = 1 - 2 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi = 5 - 15^\circ$
 Zugfestigkeit : $\sigma_t = 0$
 Dilatanzwinkel : $\psi = 0 - 15^\circ$

Primärspannungszustand :

$$\sigma_1 = \sigma_{V0} = \gamma \cdot H_0$$

$$\sigma_2 \approx \sigma_3 \approx \sigma_{H0} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_{V0} \approx 0,5 \cdot \sigma_{V0}$$

541 m - Sohle (Barrême) :

Wichte : $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$
 E-Modul : $E = 1500 - 3000 \text{ MN/m}^2$
 Poissonzahl : $\nu = 0,37$
 Kohäsion : $c = 3 - 4 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi = 10 - 15^\circ$
 Zugfestigkeit : $\sigma_t = 0$
 Dilatanzwinkel : $\psi = 0 - 15^\circ$

Schichtung (horizontal) :

Kohäsion : $c_s = 0 - 0,5 \text{ MN/m}^2$
 Reibungswinkel : $\varphi_s = 10 - 15^\circ$
 Zugfestigkeit : $\sigma_{ts} = 0$
 Dilatanzwinkel : $\psi_s = 0 - 15^\circ$

Primärspannungszustand :

$$\sigma_1 = \sigma_{V0} = \gamma \cdot H_0$$

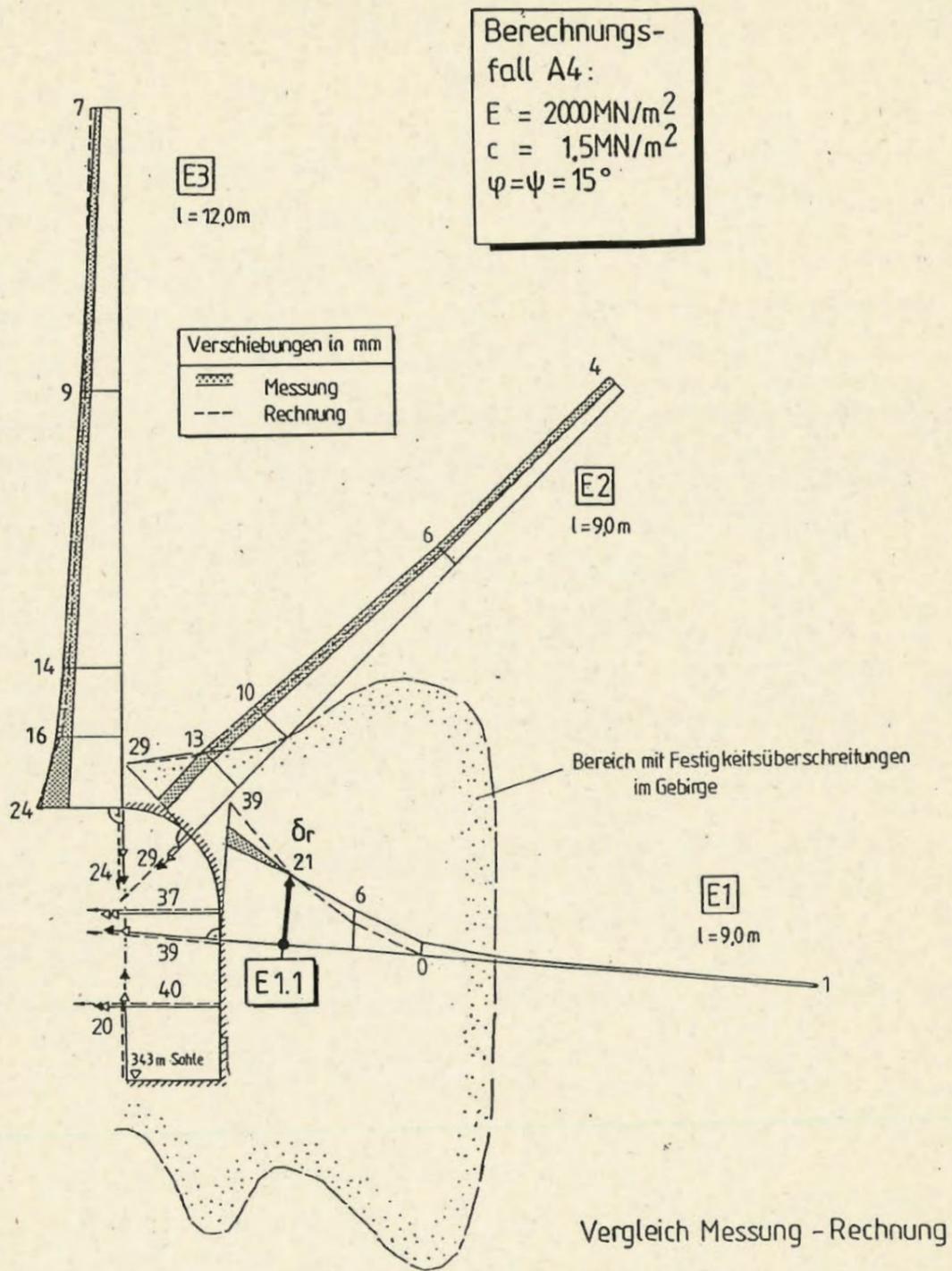
$$\sigma_2 \approx \sigma_3 \approx \sigma_{H0} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_{V0} \approx 0,6 \cdot \sigma_{V0}$$

Abb. D - 4.1

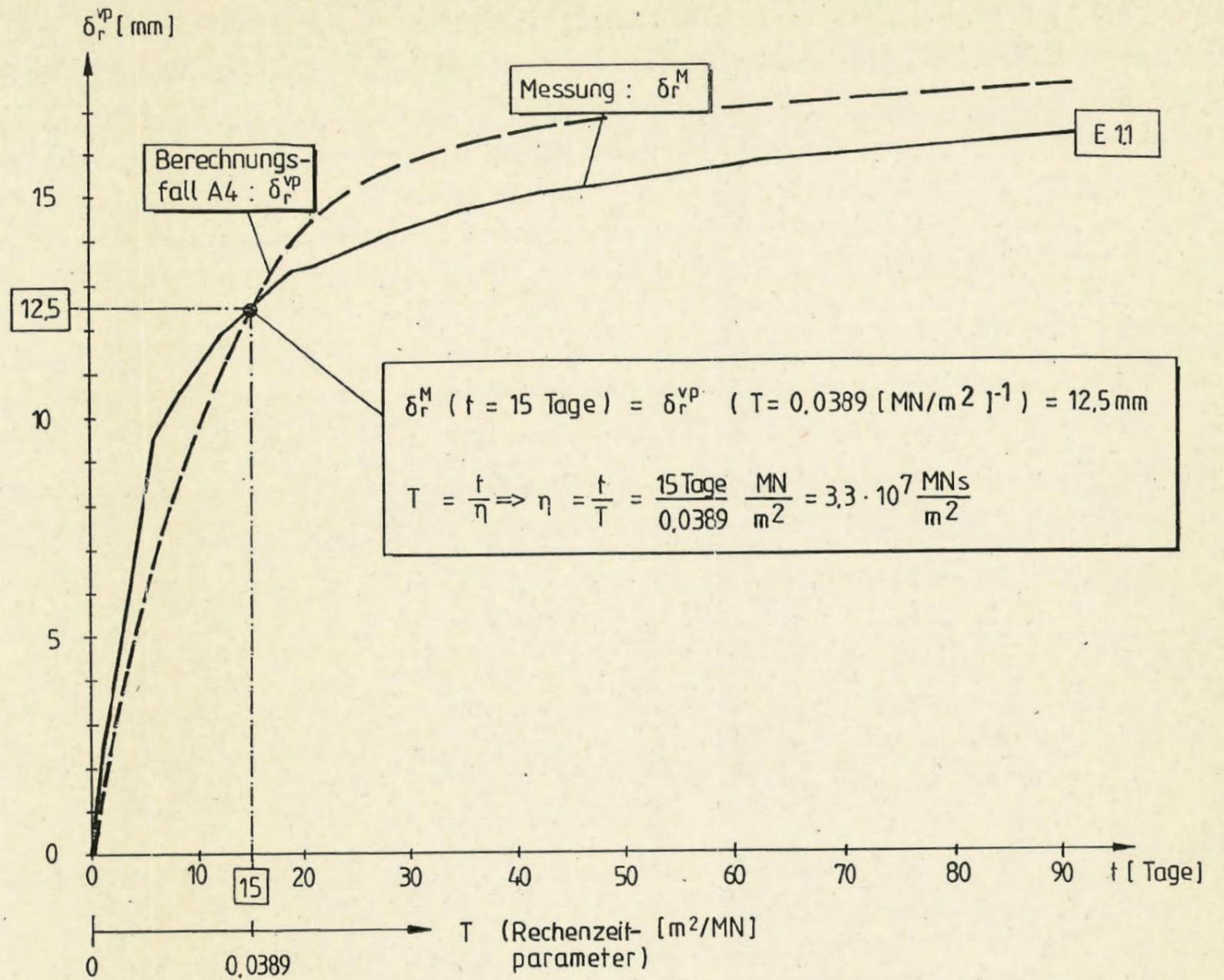
Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand



ENDLAGER KONRAD
 Schachtverfüllung



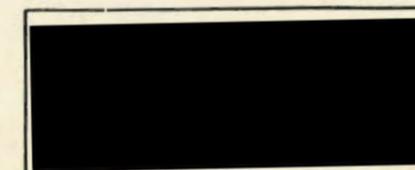
343 m - Sohle:
 Interpretation der am MQ 3 gemessenen vortriebsbedingten Verformungen (s. [14])



Bestimmung des Parameters η anhand der nach 15 Tagen gemessenen Verschiebung des Extensometerpunktes E 1.1

Abb. D - 4.2

Ermittlung der Gebirgsviskosität η
 (343 m - Sohle, Mittelalb)



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

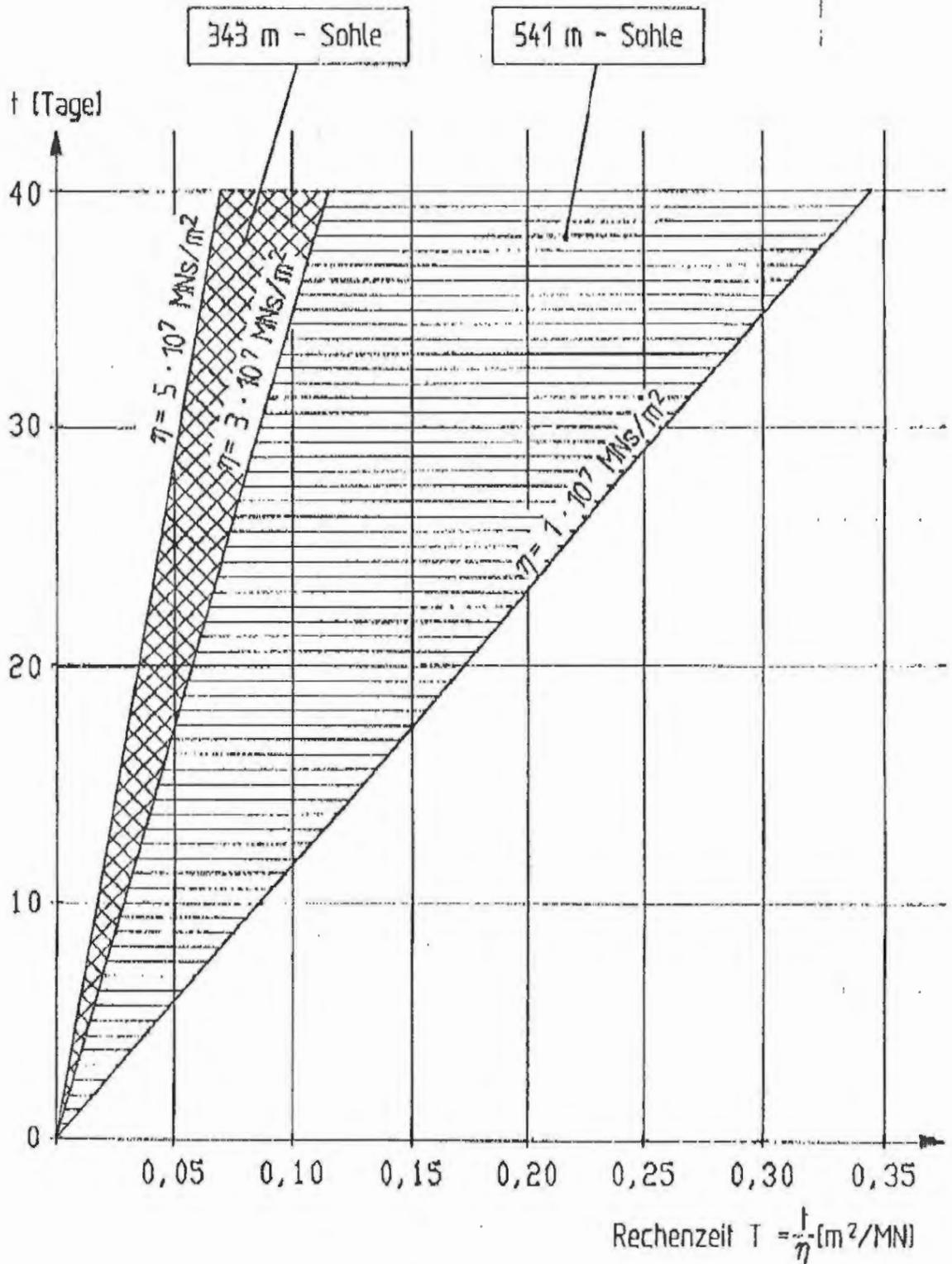


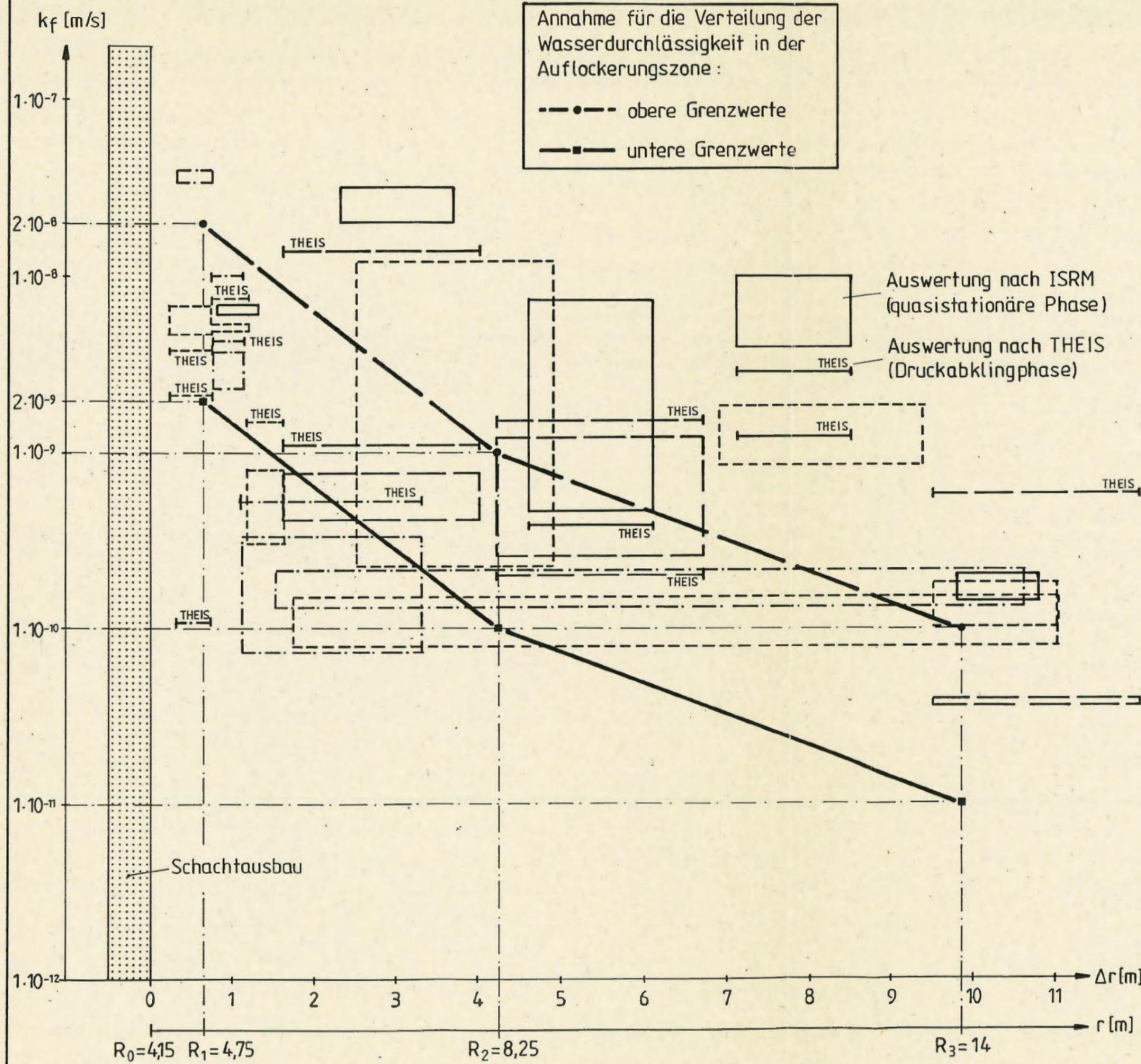
Abb. D - 4.3

Zusammenhang zwischen Zeit und Rechenzeit
 Berücksichtigung des viskosen Gebirgsverhaltens



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



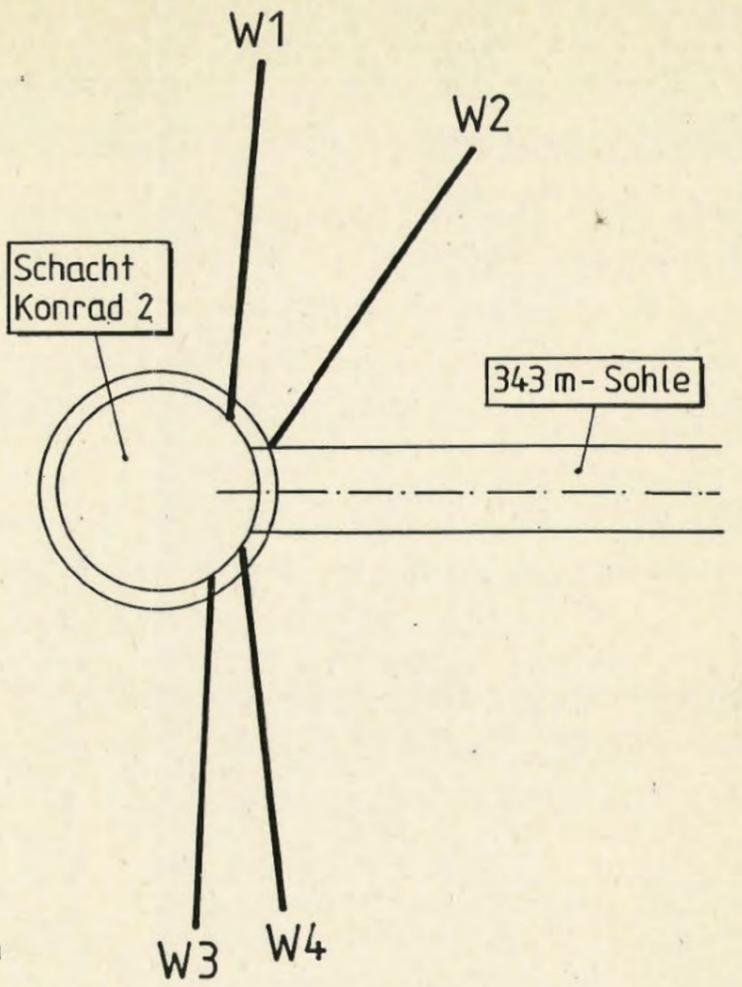
Annahme für die Verteilung der Wasserdurchlässigkeit in der Auflockerungszone :

---●--- obere Grenzwerte

—■— untere Grenzwerte

Auswertung nach ISRM (quasistationäre Phase)

Auswertung nach THEIS (Druckabklingphase)

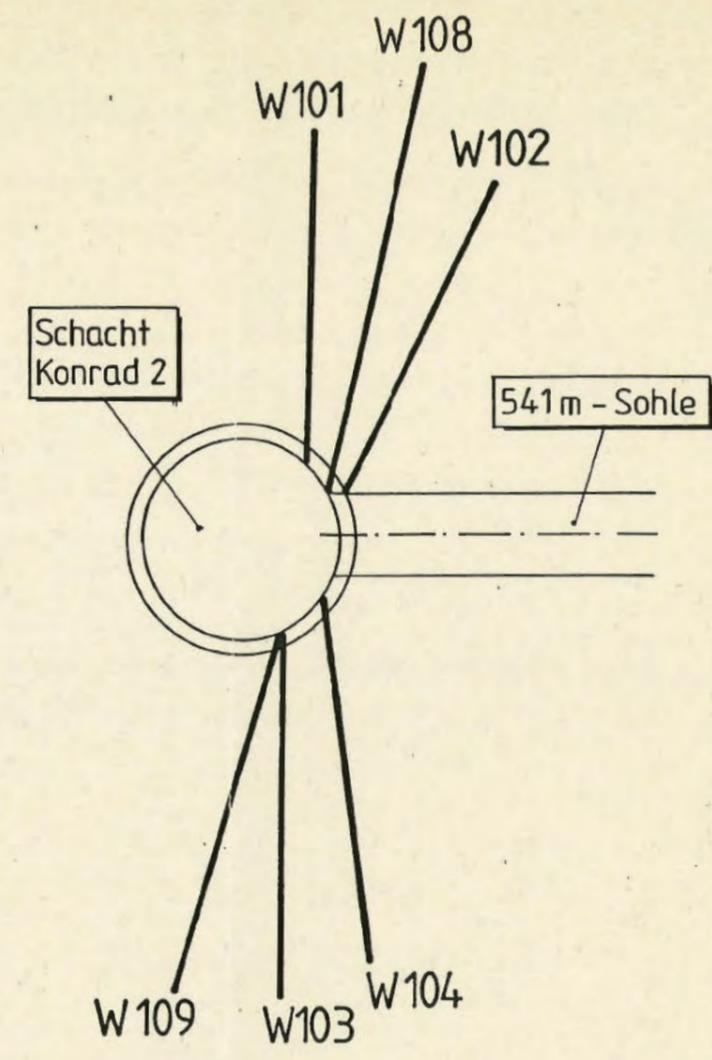
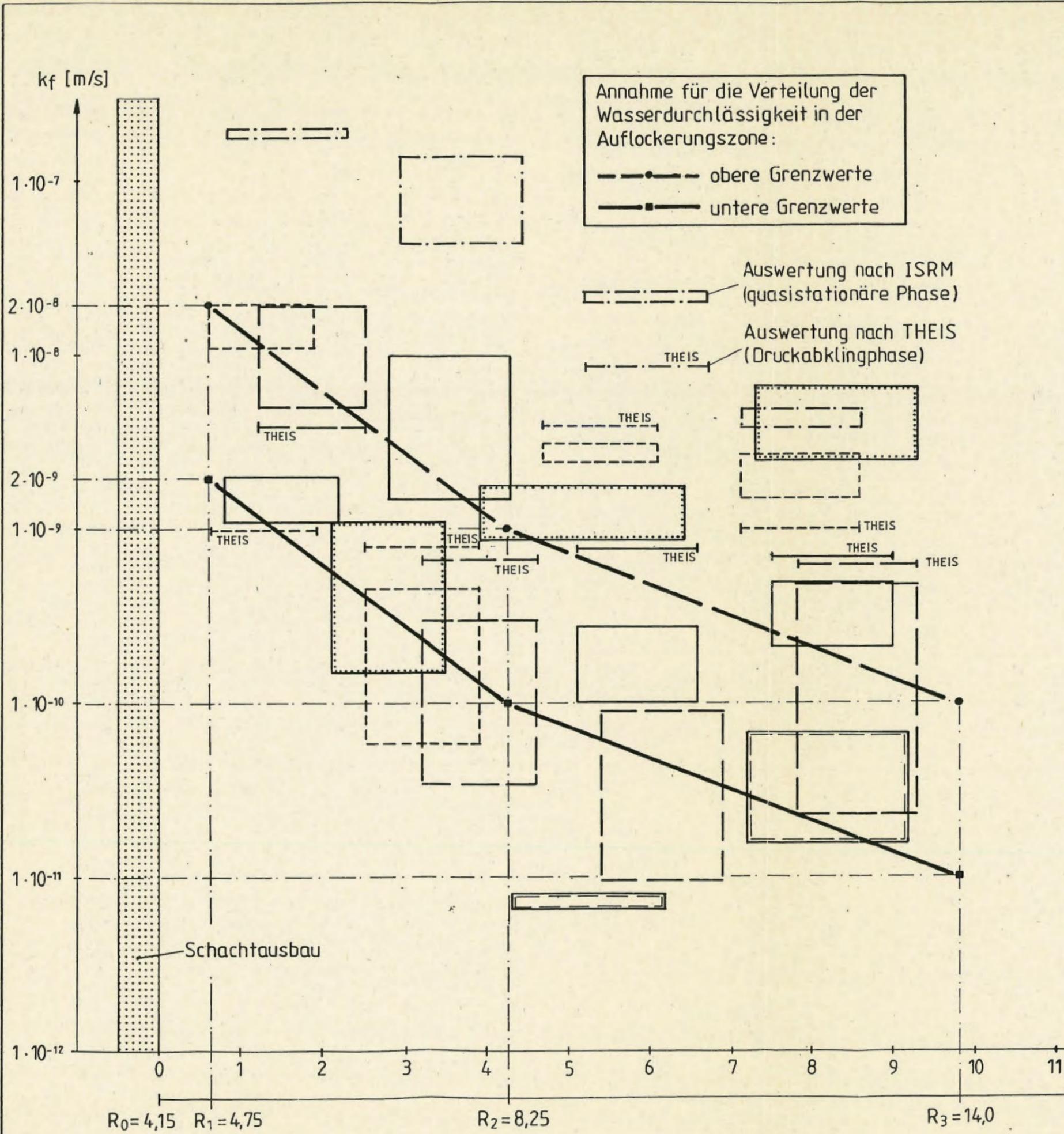


- Legende:
- Streubreite der WD-Tests in W1
 - " " W2
 - " " W3
 - " " W4

Abb. D - 4.4

Ergebnisse der WD - Tests in den Bohrungen W1 - W4 (343 m - Sohle)

		ENDLAGER KONRAD Schachtverfüllung
--	---	---



- Legende:
- Streubreite der WD-Tests in W101
 - " W102
 - " W103
 - " W104
 - " W108
 - " W109

Abb. D - 4.5

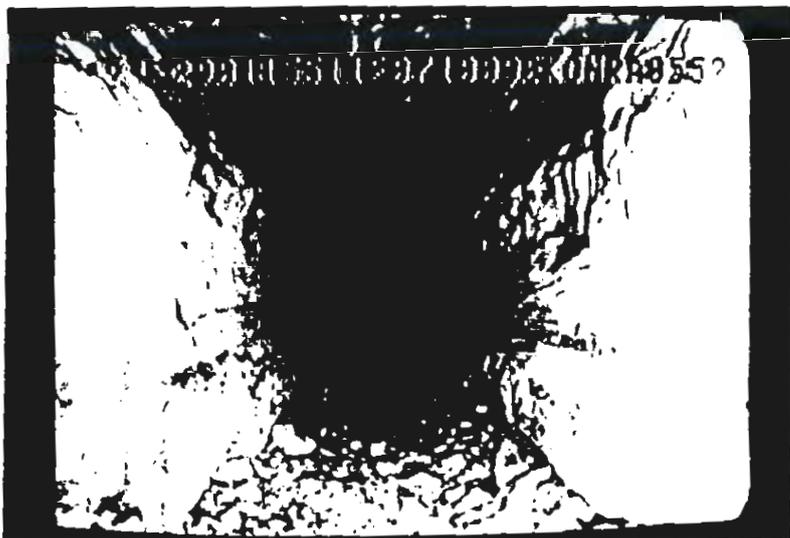
Ergebnisse der WD - Tests in den Bohrungen W101 - W104, W108 und W109 (541 m - Sohle)

ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Stat. 3,00 m



Stat. 5,50 m

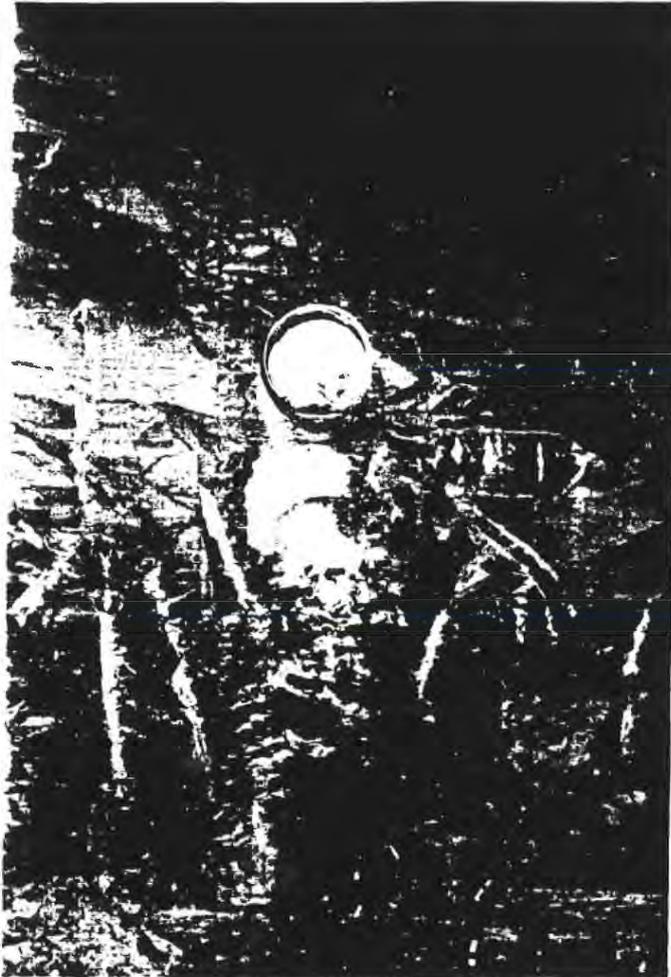
Abb. D - 4.6

Streckenvorbohrung B11 (343 m - Schle) :
Schirnbilder der Fernsehsondierung



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



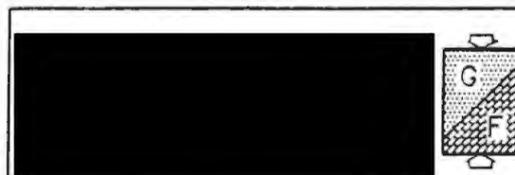
Ortsbrust Stat. 8,2 m



Ortsbrust Stat. 9,8 m

Abb. D - 4.7

Streckenvorbohrung B10 (541 m - Sohle) :
Entfestigte Zonen im bohrlochnahen Bereich



ENDLAGER KÖNRAO
Schachtverfüllung

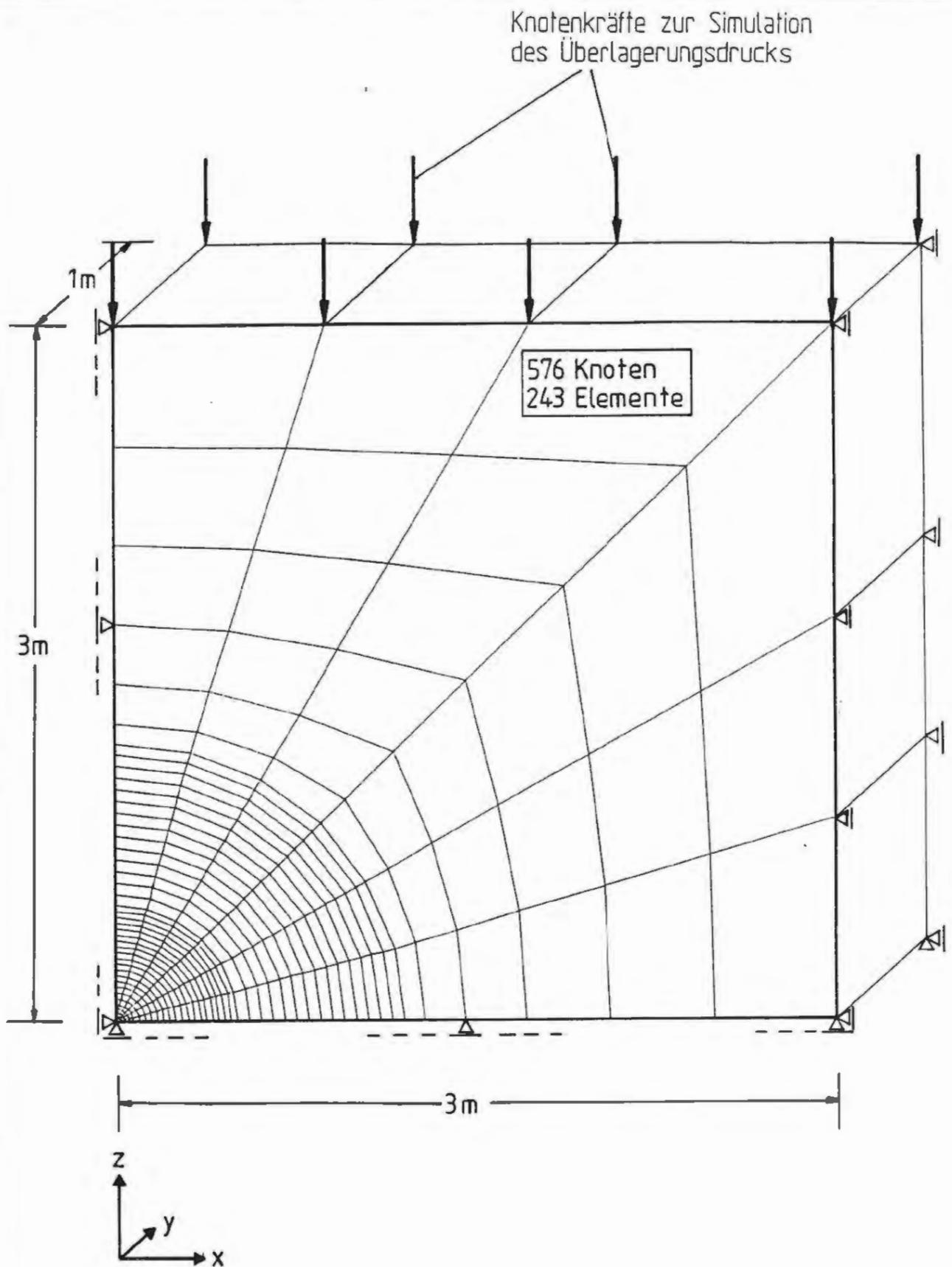


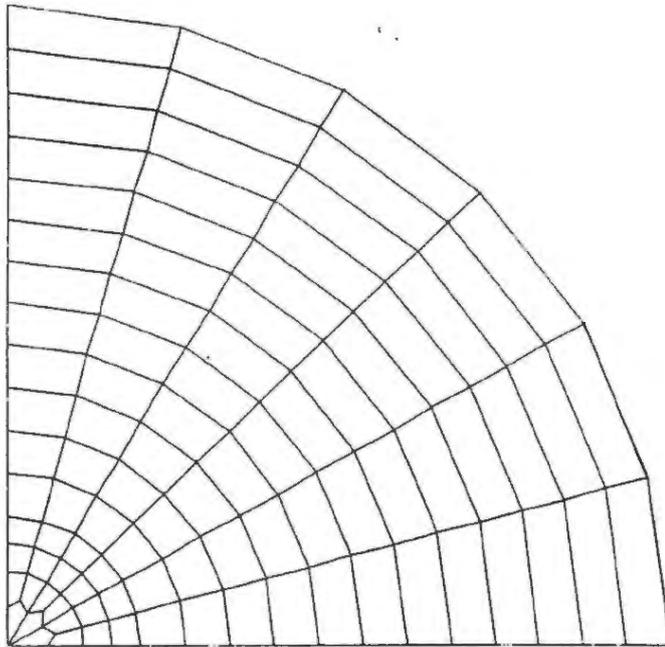
Abb. D - 4.8

Berechnungsausschnitt, FE - Netz und
Randbedingungen, Fälle B



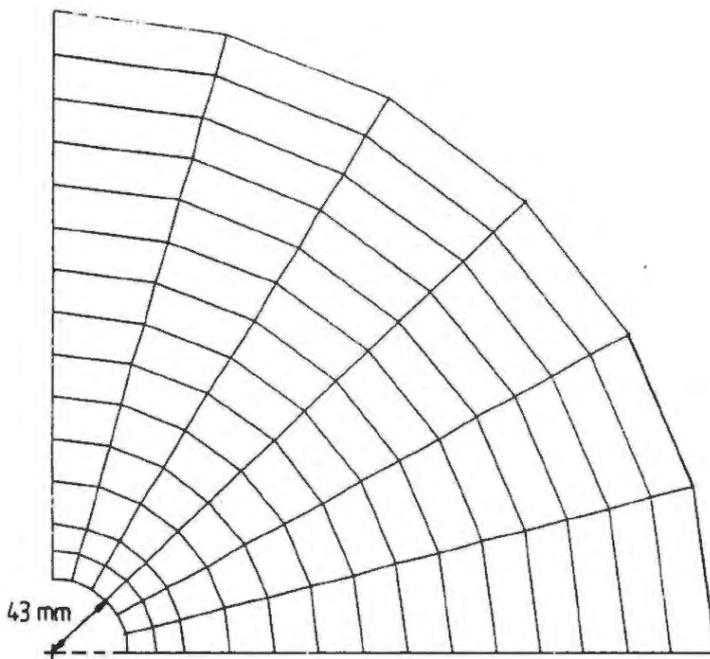
ENDLAGER KONRAD

Schächterfüllung



1. Rechenschritt

Berechnung der Spannungen
und Verformungen vor der
Herstellung des Bohrlochs



2. Rechenschritt

Berechnung der Spannungen
und Verformungen nach der
Herstellung des Bohrlochs

Abb. D - 4.9

Berechnungen zur Auflockerungszone horizontalaler
Testbohrungen : Rechenschritte



ENDLAGER KONRAD

Schächerverfüllung

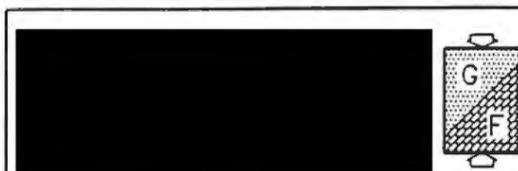
Fall	BA1	BA2	BB1	BB2
Gebirgsbereich	Mittelalb		Barrême	
Teufe [m]	ca. 350		ca. 550	
Wichte γ [kN/m ³]	23,5		23,5	
E - Modul E [MN/m ²]	2000		2000	
Poissonzahl ν	0,33		0,37	
Kohäsion c [MN/m ²]	2,0	1,0	4,0 ^{*)}	3,0 ^{*)}
Reibungswinkel φ [°]	15		15 ^{*)}	
Zugfestigkeit σ_t [MN/m ²]	0		0 ^{*)}	
Dilatanzwinkel ψ [°]	15		15 ^{*)}	

^{*)}Berücksichtigung einer horizontalen Schichtung mit folgenden Kennwerten :

	$c_s = 0$	$\sigma_{ts} = 0$
Fall BB1 :	$\varphi_s = 15^\circ$	$\psi_s = 15^\circ$
Fall BB2 :	$\varphi_s = 10^\circ$	$\psi_s = 10^\circ$

Abb. D - 4.10

Berechnungen zur Auflockerungszone
horizontaler Testbohrungen :
Untersuchte Fälle und Kennwerte



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

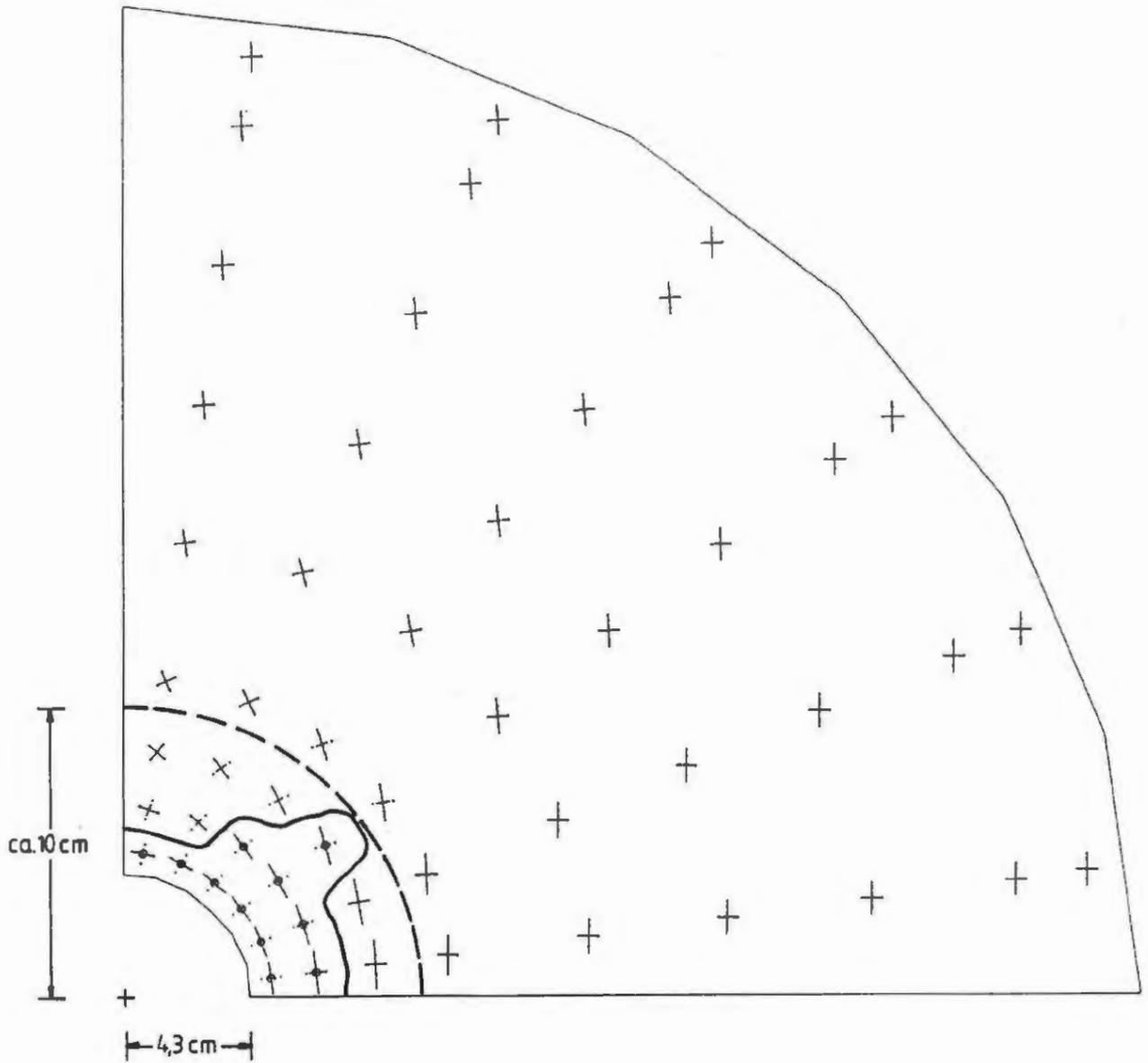
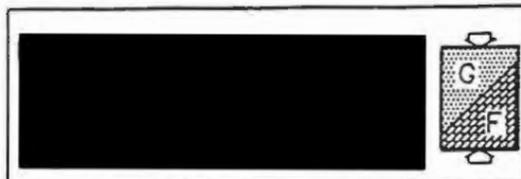


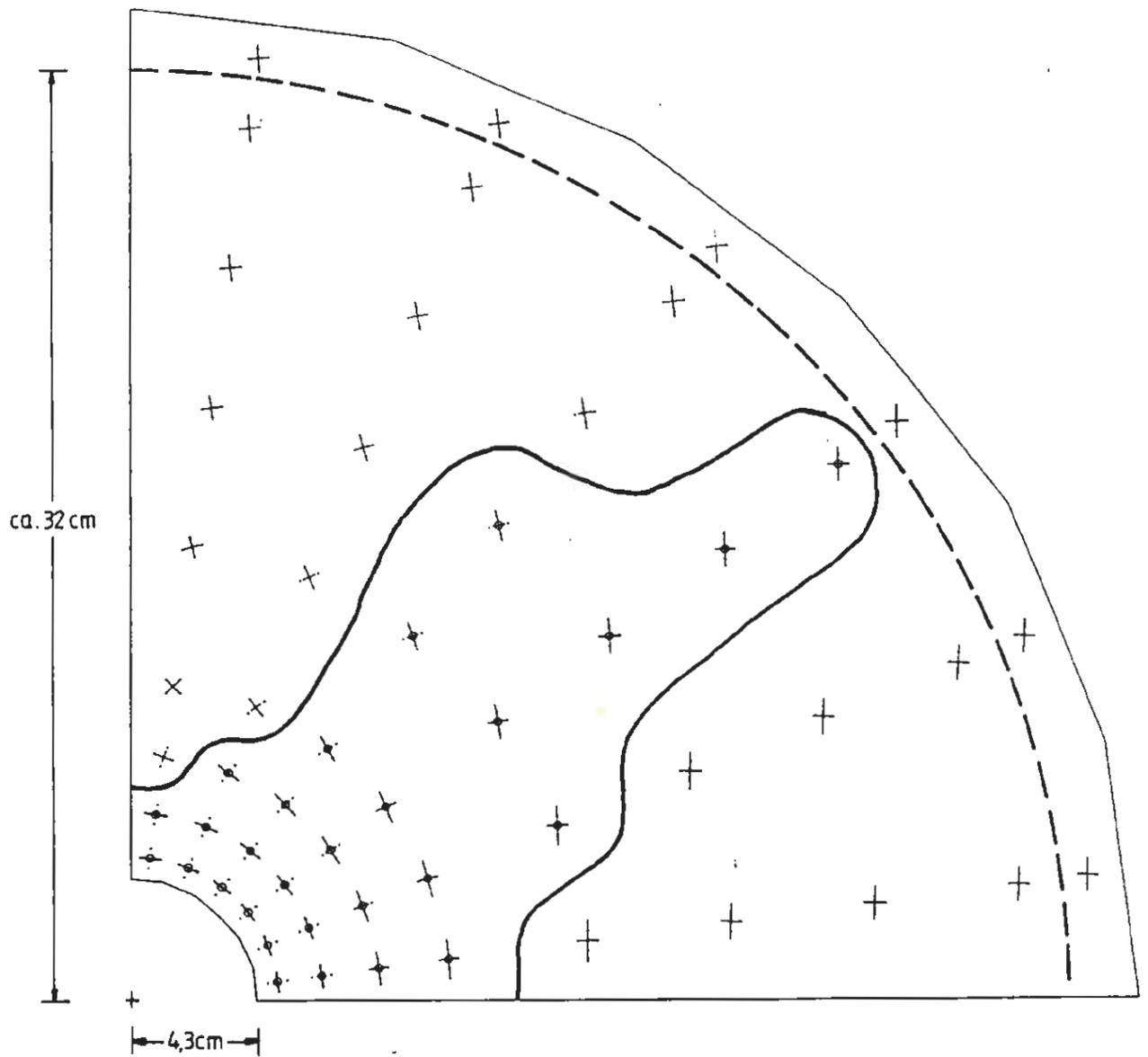
Abb. D - 4.11

Hauptnormalspannungen und plastische Zone
Fall BA1, 2. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



⊕ Element, in dem die Festigkeit überschritten ist

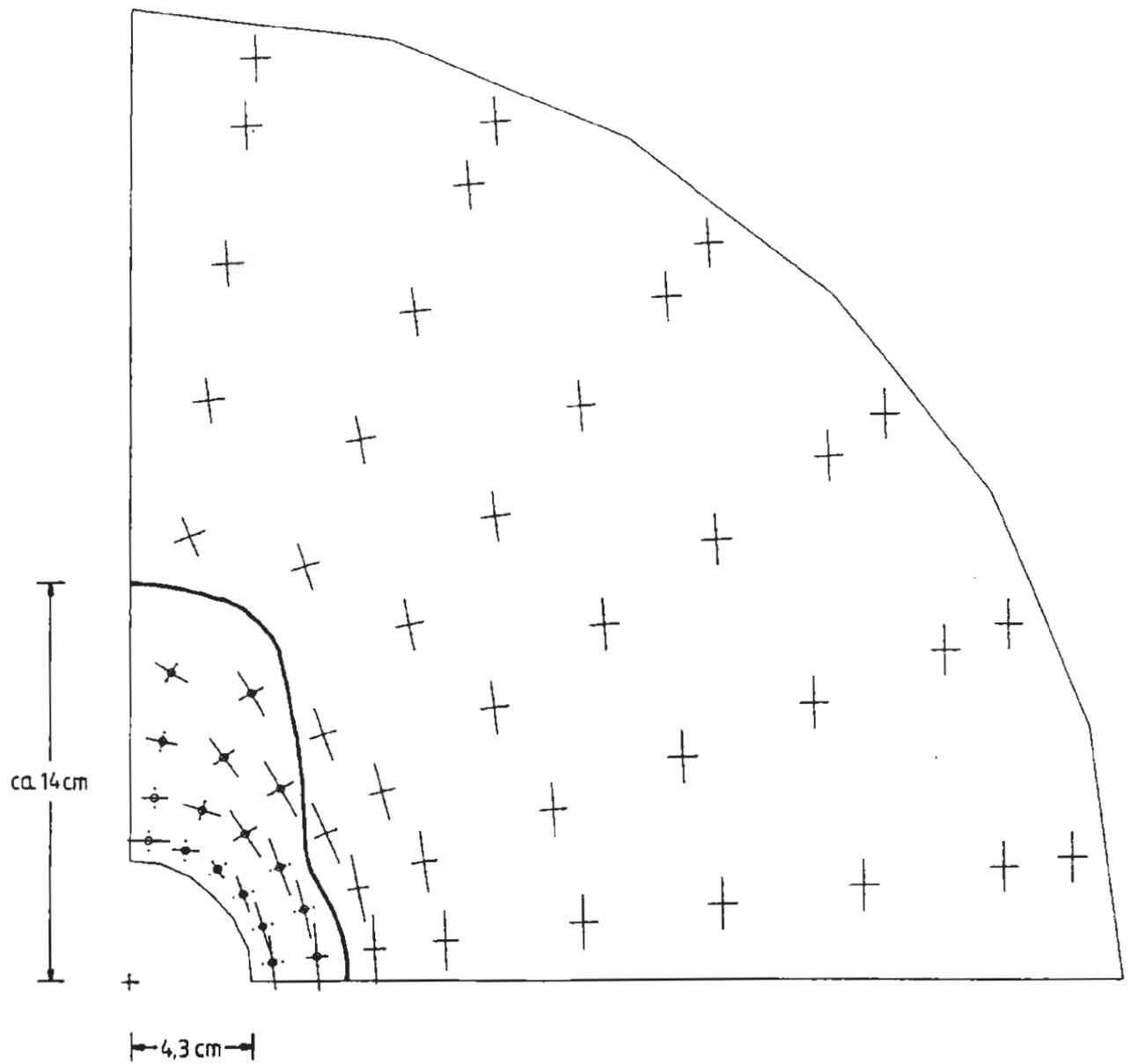
Abb. D - 4.12

Hauptnormalspannungen und plastische Zone
Fall BA2, 2. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

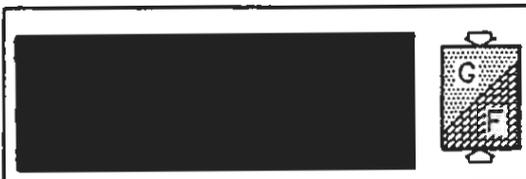
Schachtverfüllung



◆ Element, in dem die Festigkeit überschritten ist

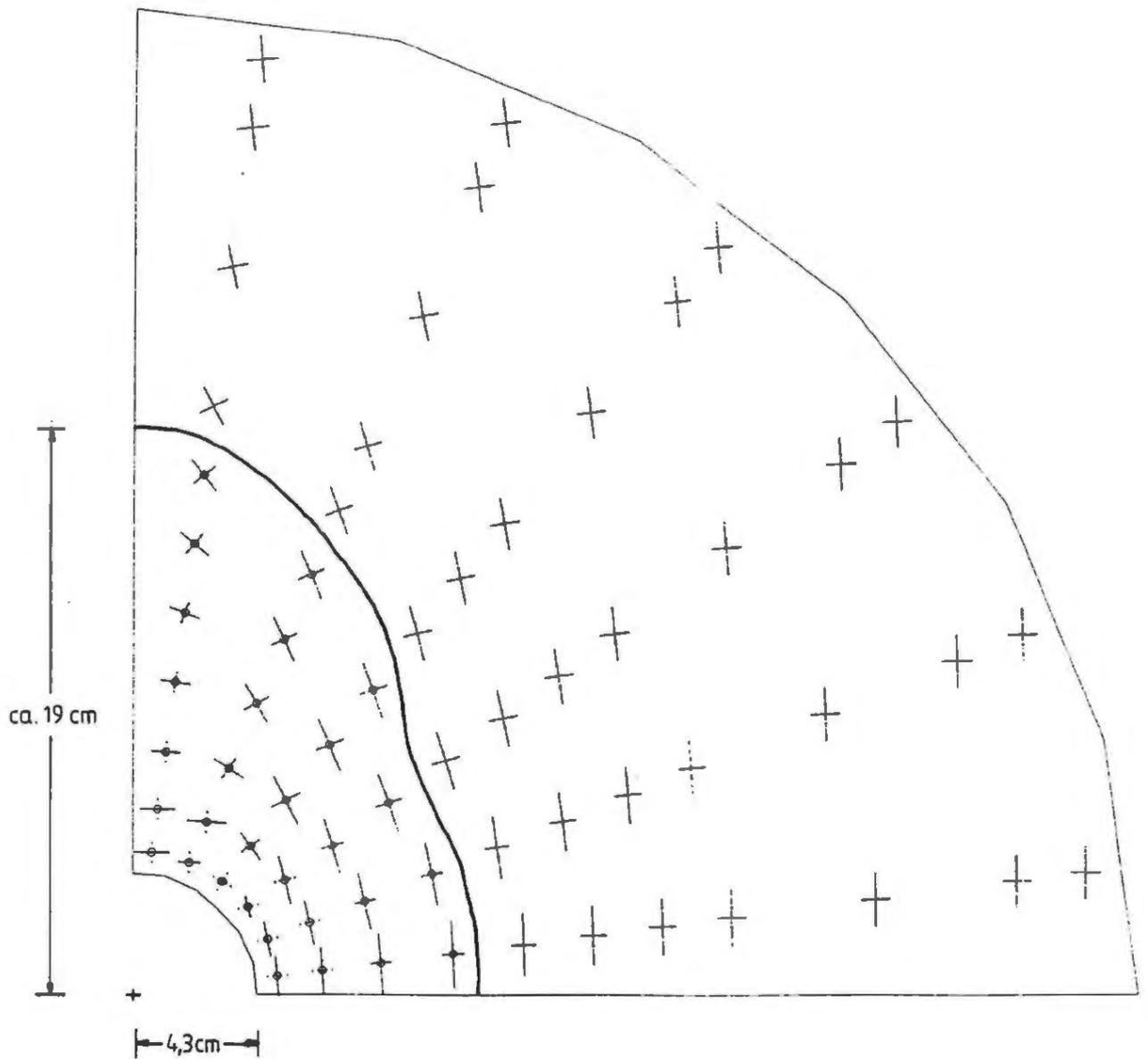
Abb. D - 4.13

Hauptnormalspannungen und plastische Zone
Fall BB1, 2. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



⚡ Element, in dem die Festigkeit überschritten ist

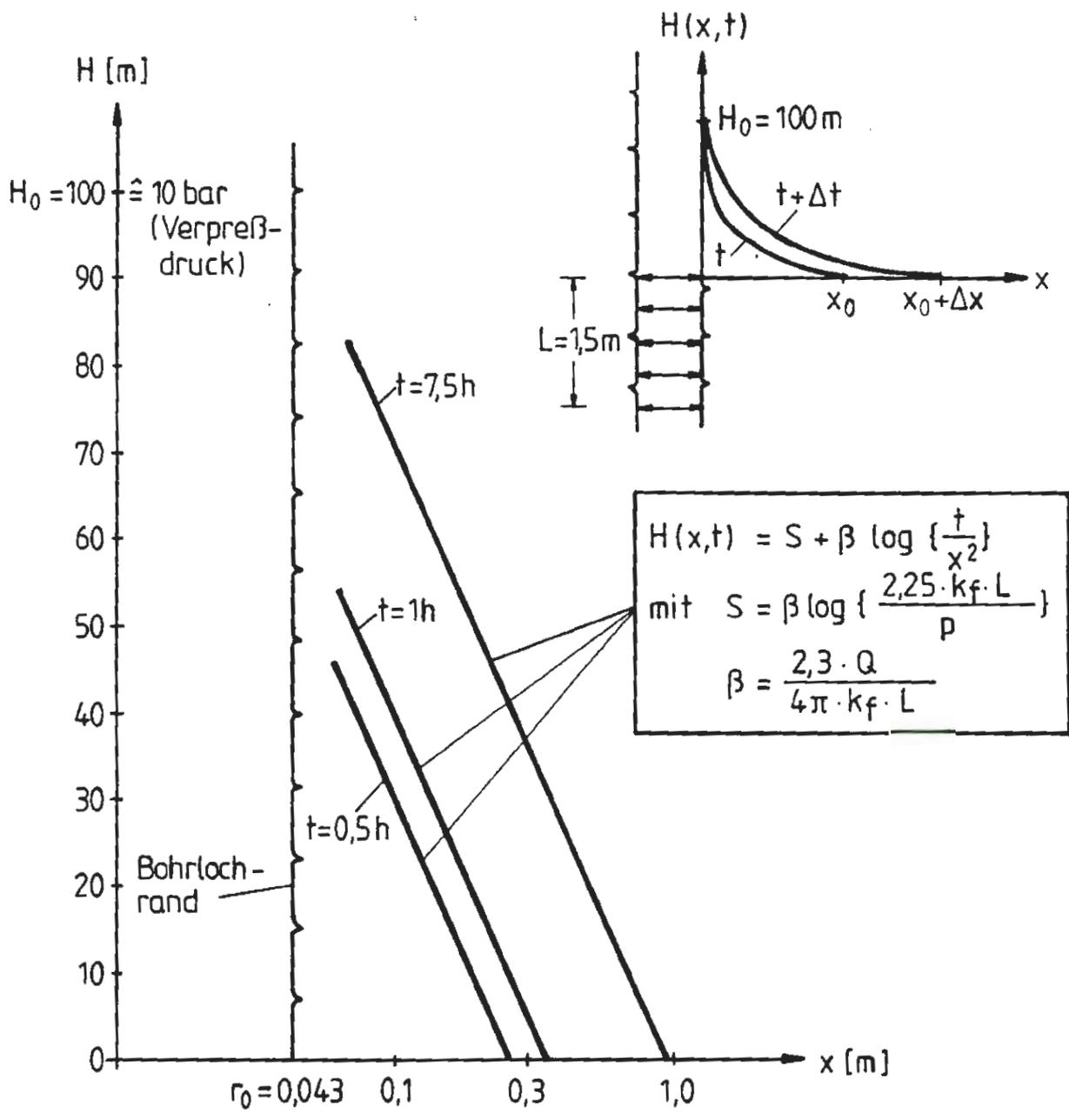
Abb. D - 4.14

Hauptnormalspannungen und plastische Zone
Fall BB2, 2. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



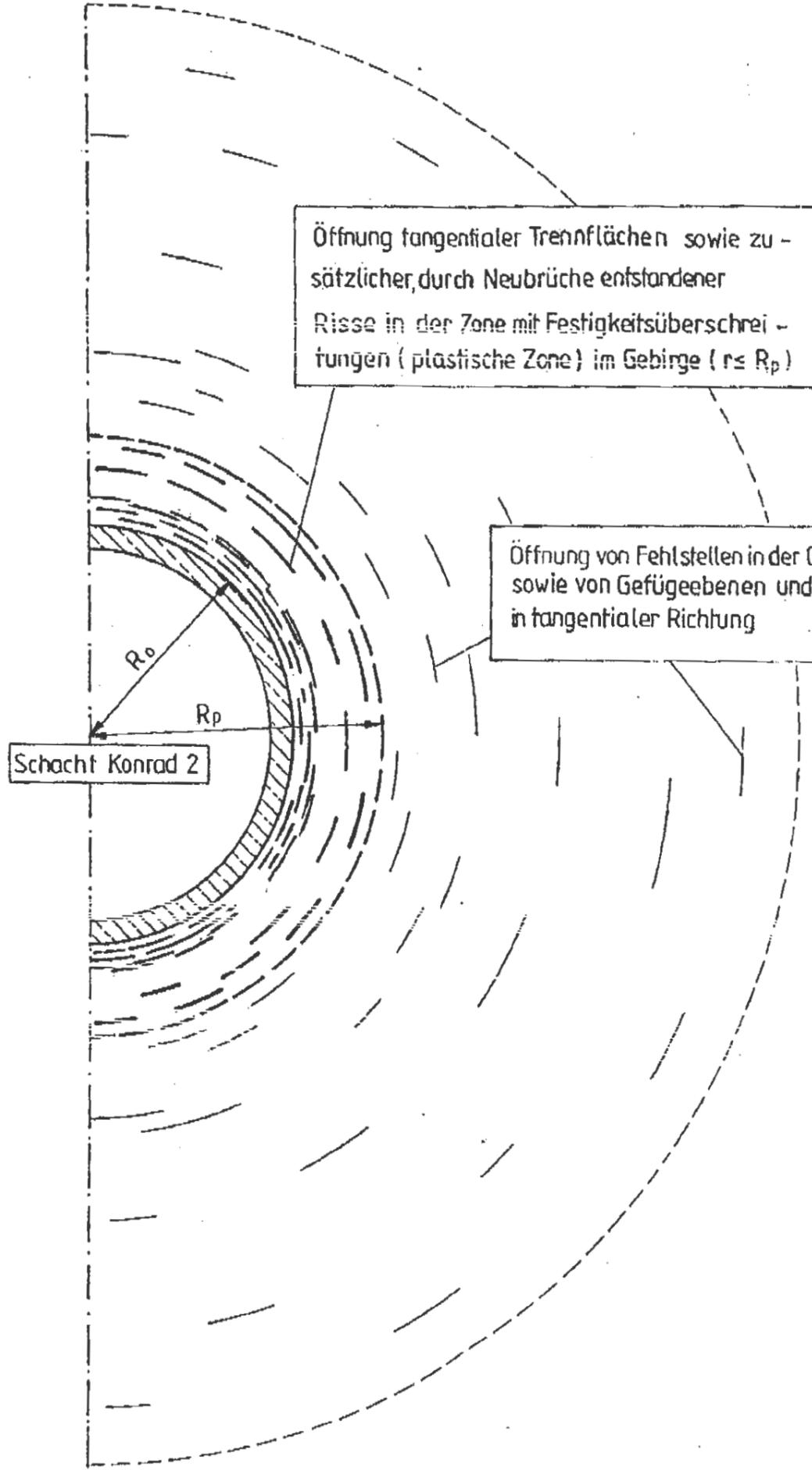
Beispiel für:
 $k_f = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
 $Q = 0,018 \text{ l/min}$
 $p = 10^{-4}$
 (Speicherkoeffizient)

Abb. D - 4.15

WD - Test : Druckanstieg im Gebirge in Abhängigkeit von der Versuchsdauer



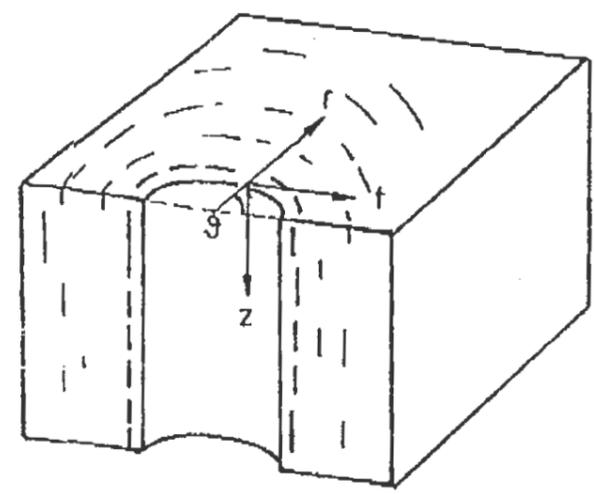
ENDLAGER KONRAD
 Schachtverfüllung



Öffnung tangentialer Trennflächen sowie zusätzlicher, durch Neubrüche entstandener Risse in der Zone mit Festigkeitsüberschreitungen (plastische Zone) im Gebirge ($r \leq R_p$)

Öffnung von Fehlstellen in der Gesteinsmatrix sowie von Gefügeebenen und Trennflächen in tangentialer Richtung

Schacht Konrad 2



Wasserdurchlässigkeitsensor in der Umgebung des Schachtes:

$$[k_f] = \begin{bmatrix} k_{fr} & 0 & 0 \\ 0 & k_{ft} & 0 \\ 0 & 0 & k_{fz} \end{bmatrix}$$

Die Änderung der Wasserdurchlässigkeit in z- und t-Richtung wird durch die Änderung der mittleren Öffnungsweite $\Delta 2a_i$ und die des mittleren Abstandes Δd der Risse und Trennflächen in Schachtnähe bestimmt:

Elastischer Bereich ($r \geq R_p, \Delta d = 0$):

$$k_f^{(e)}(r) = k_t^{(e)}(r) = k_z^{(e)}(r) = \frac{g}{12\nu} \cdot \frac{[2a_i + \Delta 2a_i(r)]^3}{d_0}$$

$$= k_{f0} \cdot \left(1 + \frac{\Delta 2a_i(r)}{2a_i}\right)^3$$

Plastische Zone ($R_0 \leq r \leq R_p, \Delta d < 0$):

$$k_f^{(p)}(r) = \frac{g}{12\nu} \cdot \frac{[2a_i + \Delta 2a_i(r)]^3}{d(r)}$$

Wasserdurchlässigkeit des ungestörten Gebirges

$$k_{f0} = \frac{g}{12\nu} \cdot \frac{2a_i^3}{d_0}$$

mit

- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$: Erdbeschleunigung
- $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: dyn. Viskosität von Wasser
- $2a_i$: mittlere Öffnungsweite der Risse und Trennflächen
- d_0 : mittlerer Abstand der Risse und Trennflächen

Abb. D-4.16
Modell für die Veränderung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges in Schachtnähe

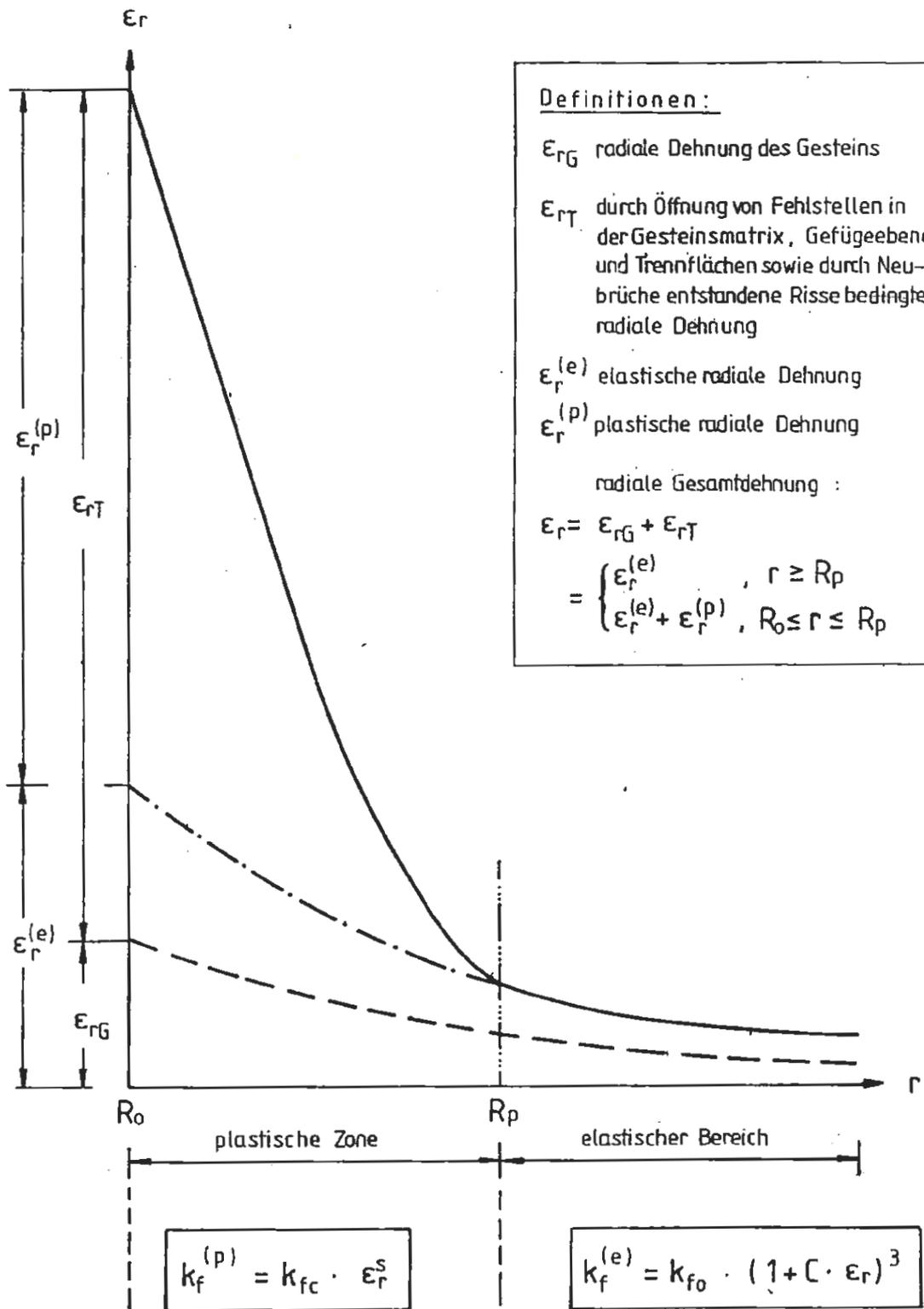
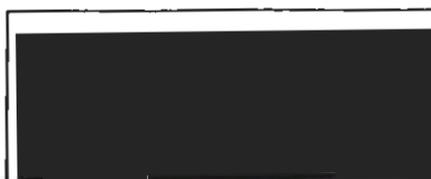


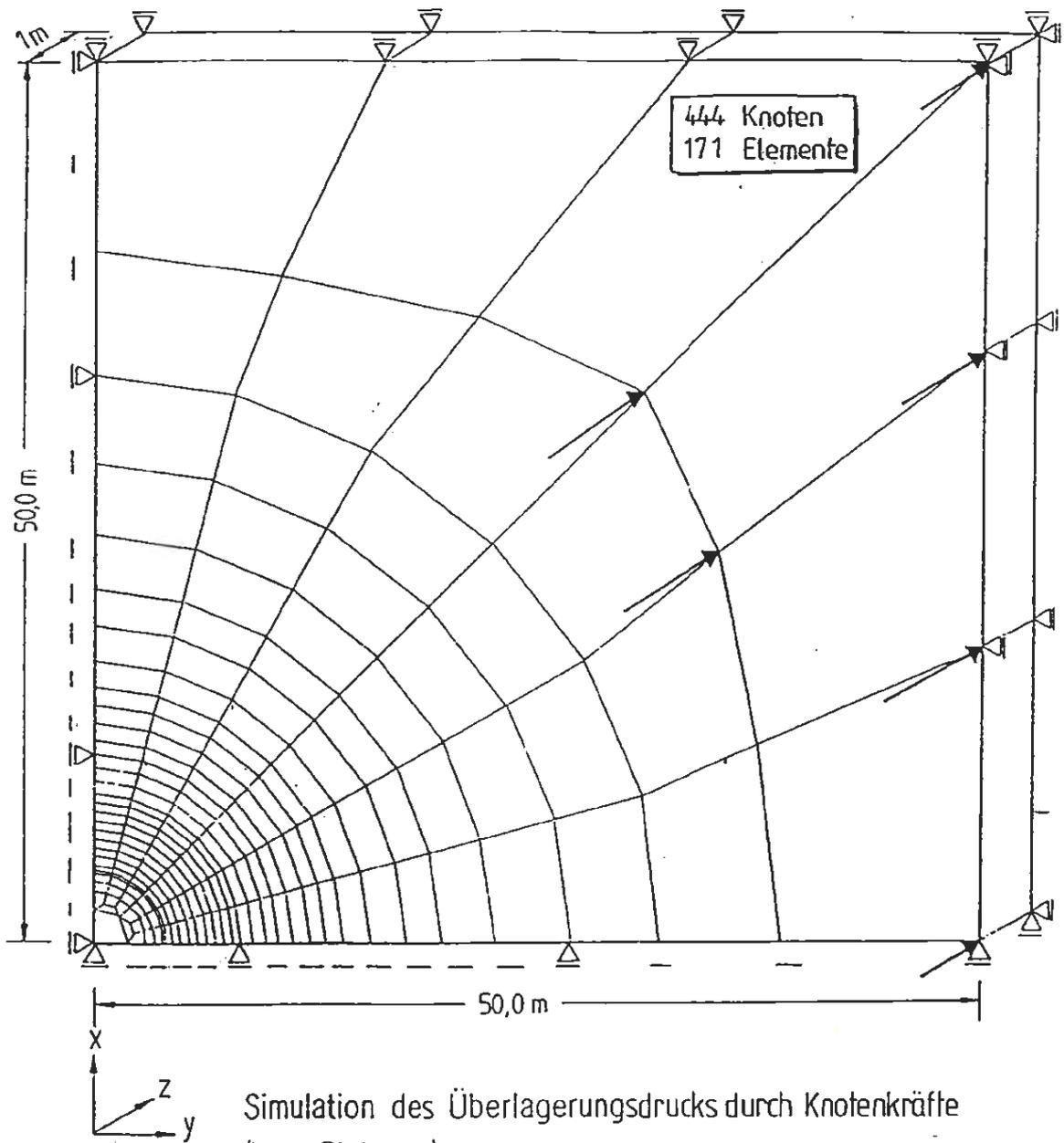
Abb. D - 4.17

Zusammenhang zwischen radialer Gebirgsdehnung und Wasserdurchlässigkeit



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



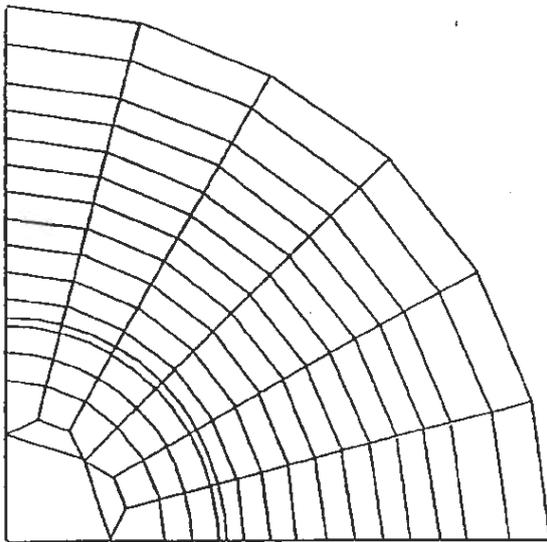
Simulation des Überlagerungsdrucks durch Knotenkräfte
(in z-Richtung)

Abb. D - 4.18

Berechnungsausschnitt,
FE - Netz und Randbedingungen,
Fälle KSV

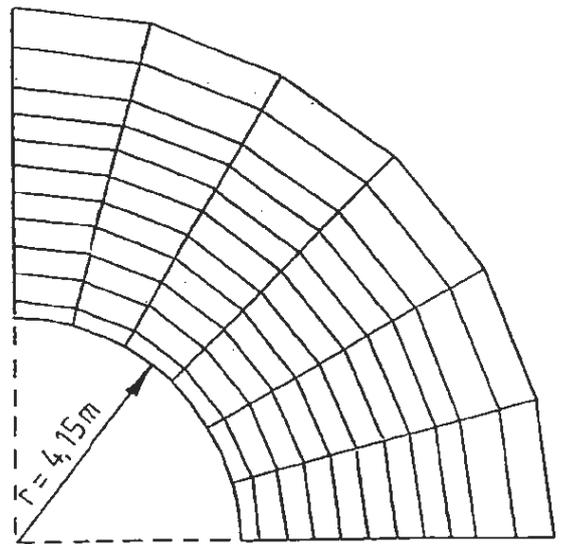


ENDLAGER KONRAD
Schachtverfüllung



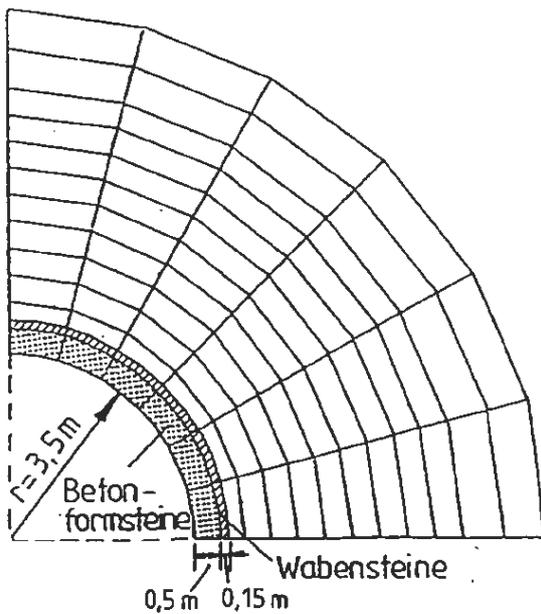
1. Rechenschritt

Primärfall, Simulation des Überlagerungsdrucks durch Knotenkräfte



2. Rechenschritt

Ableufen des Schachtes und Simulation der Standzeit des offenen Stoßes durch viskoplastische Iterationen



3. Rechenschritt

Einbau der Schachtausmauerung (d = 65 cm)

Abb. D - 4.19

Berechnungen zum bestehenden Zustand des Schachtes Konrad 2:

Rechenschritte



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

Felsmechanische Kennwerte:

Gebirgsbereich	Mittelalb	Barrême
Wichte γ [kN/m ³]	23,5	23,5
E-Modul E [MN/m ²]	2000	2000
Poissonzahl ν	0,33	0,37
Kohäsion c [MN/m ²]	2,00	4,00
Reibungswinkel φ [°]	15	15
Zugfestigkeit σ_t [MN/m ²]	0	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	15	15
Viskosität η [MNs/m ²]	$3 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^7$

Kennwerte der Schachtsicherung:

Ausbauelement	Betonformsteine	Wabensteine
Wichte γ [kN/m ³]	25	25
E-Modul E [MN/m ²]	19000	100
Poissonzahl ν	0,2	0,33

Untersuchte Fälle:

Fall	K SVA	KSVB
Gebirgsbereich	Mittelalb	Barrême
Teufe [m]	ca. 350	ca. 550
Standzeit offener Stoß T_S [Tage]	15	15

Abb. D-4.20

Berechnungen zum bestehenden Zustand
des Schachtes Konrad 2:

Kennwerte und untersuchte Fälle



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

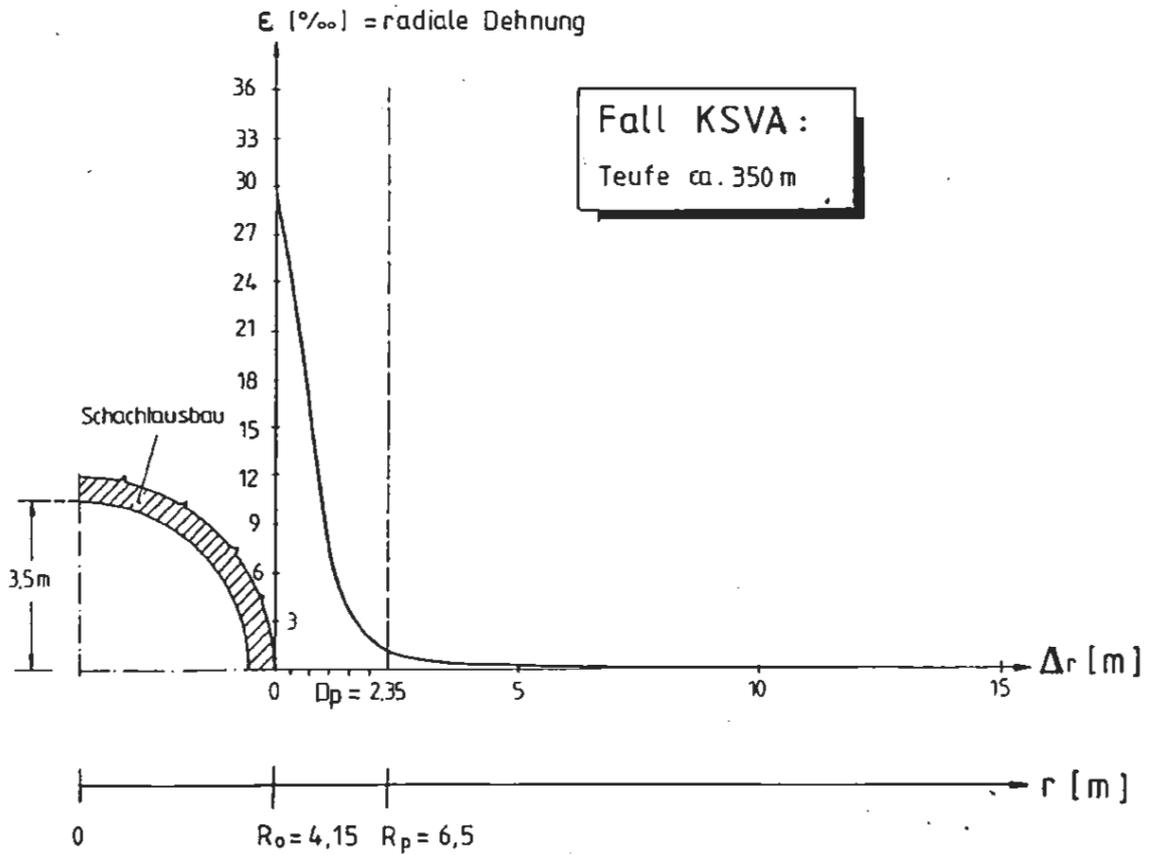
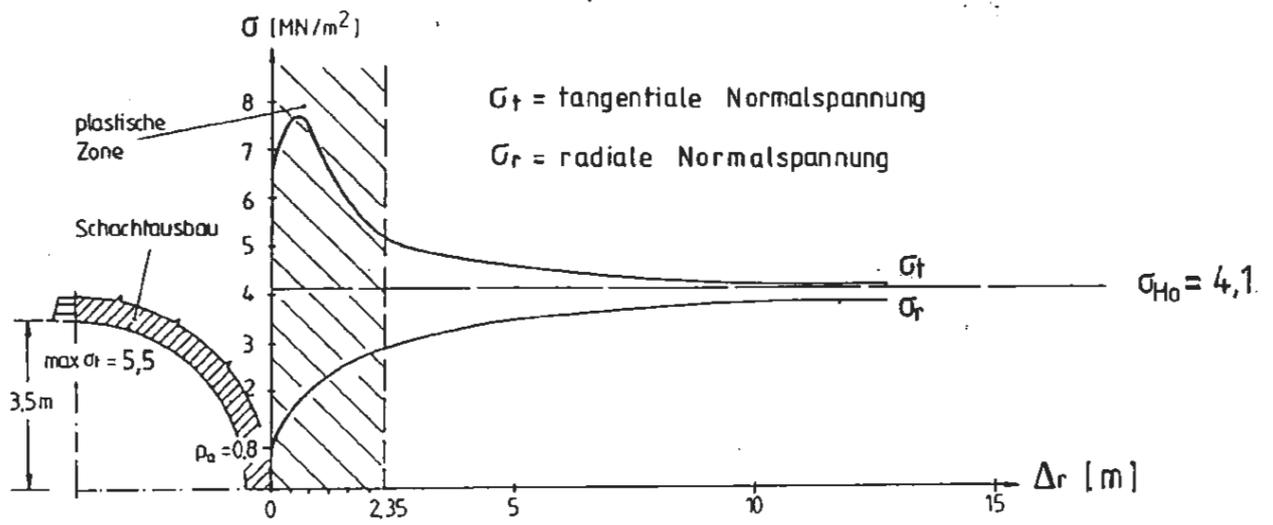


Abb. D - 4.21

Spannungen, plastische Zone und Dehnungen.
 Fall KsvA, 3. Rechenschritt



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

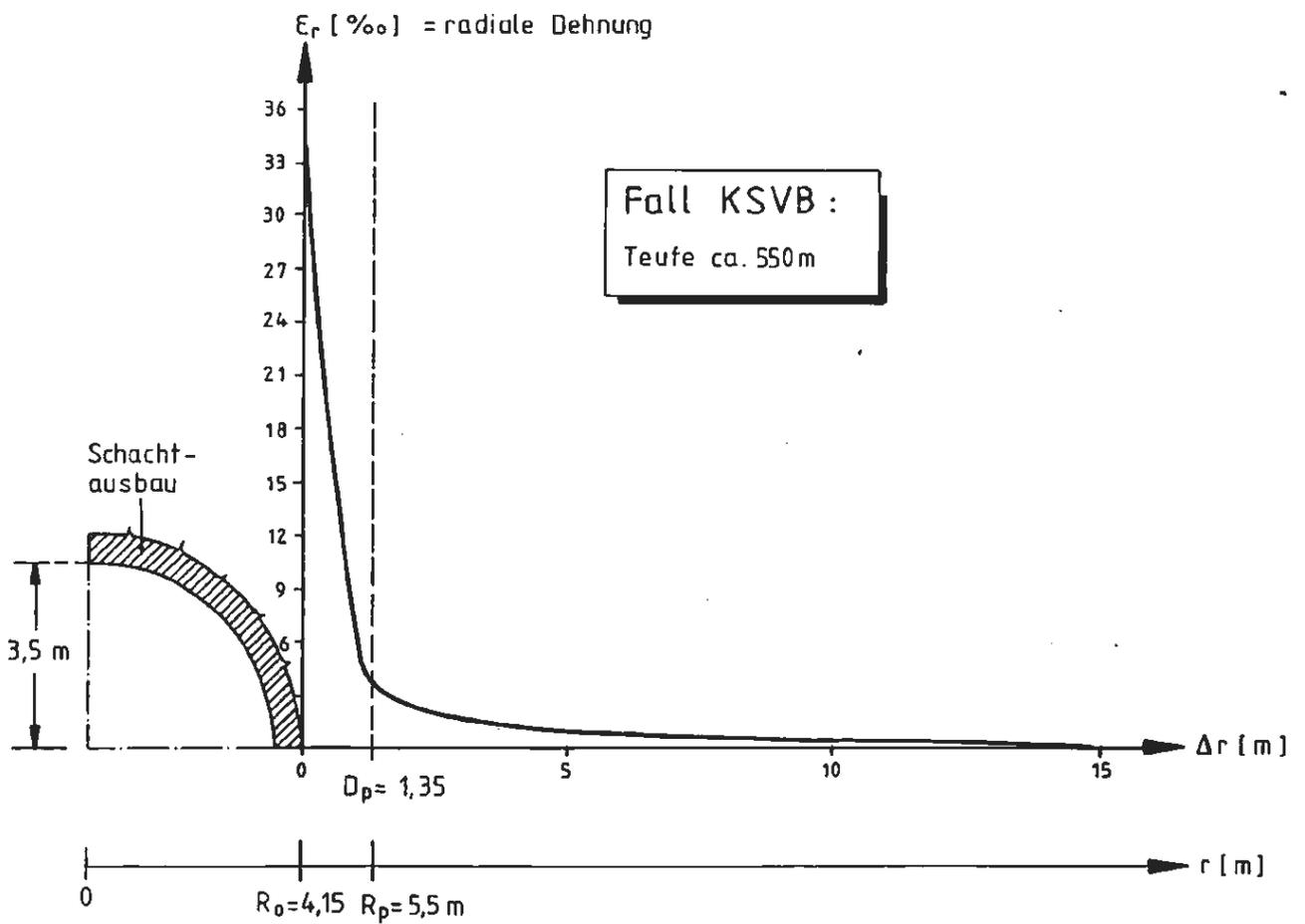
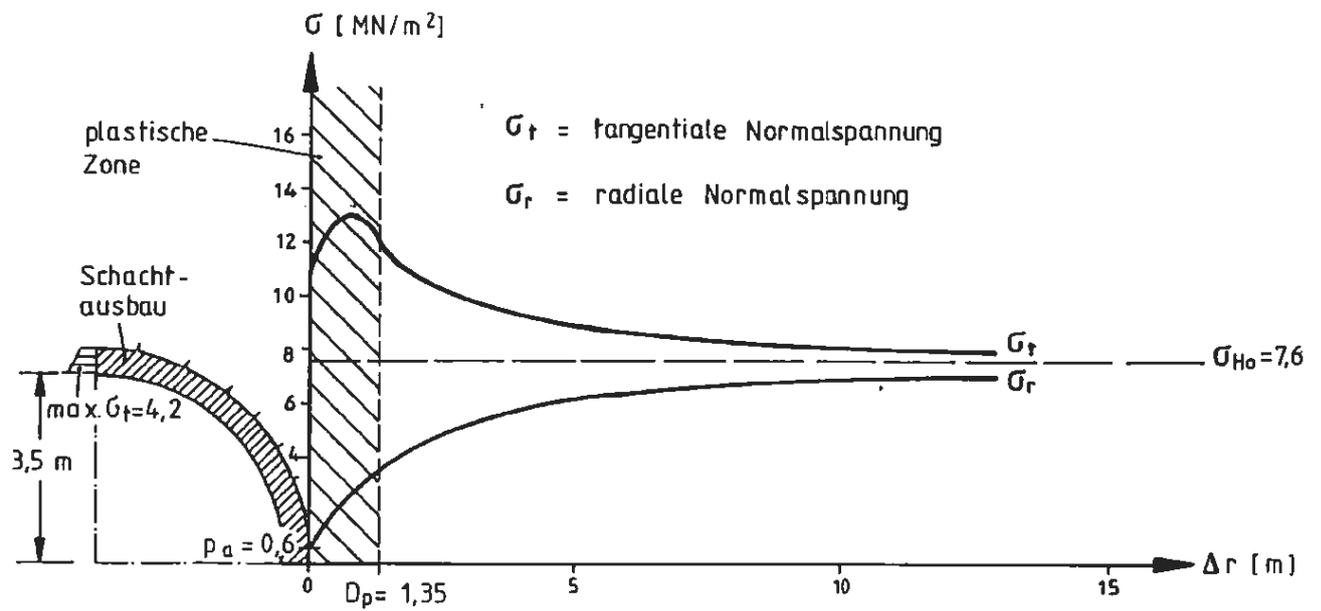
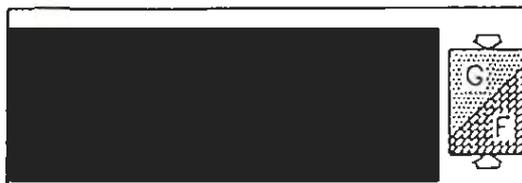


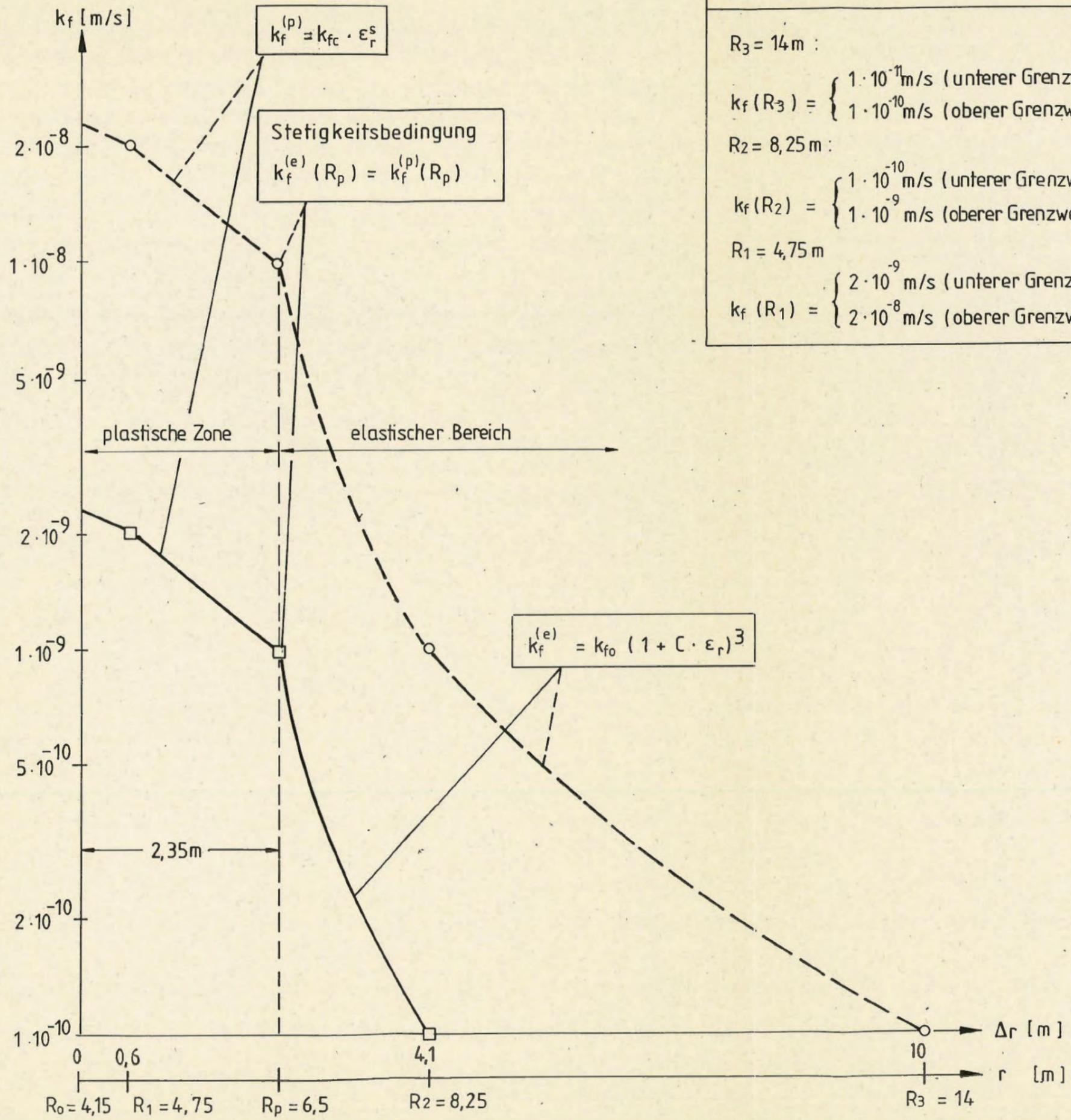
Abb. D-4.22

Spannungen, plastische Zone und Dehnungen.
Fall KSVB, 3. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Modellparameter :

elastischer Bereich :

$$k_{fo} = \begin{cases} 3,5 \cdot 10^{-13} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 3,5 \cdot 10^{-12} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

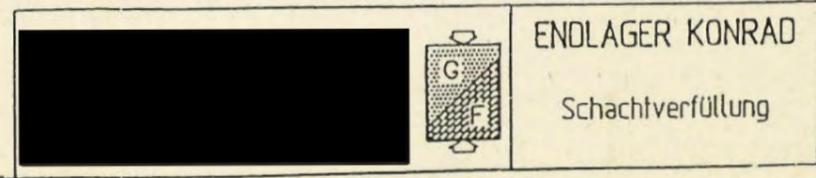
$C = 1,22 \cdot 10^4$

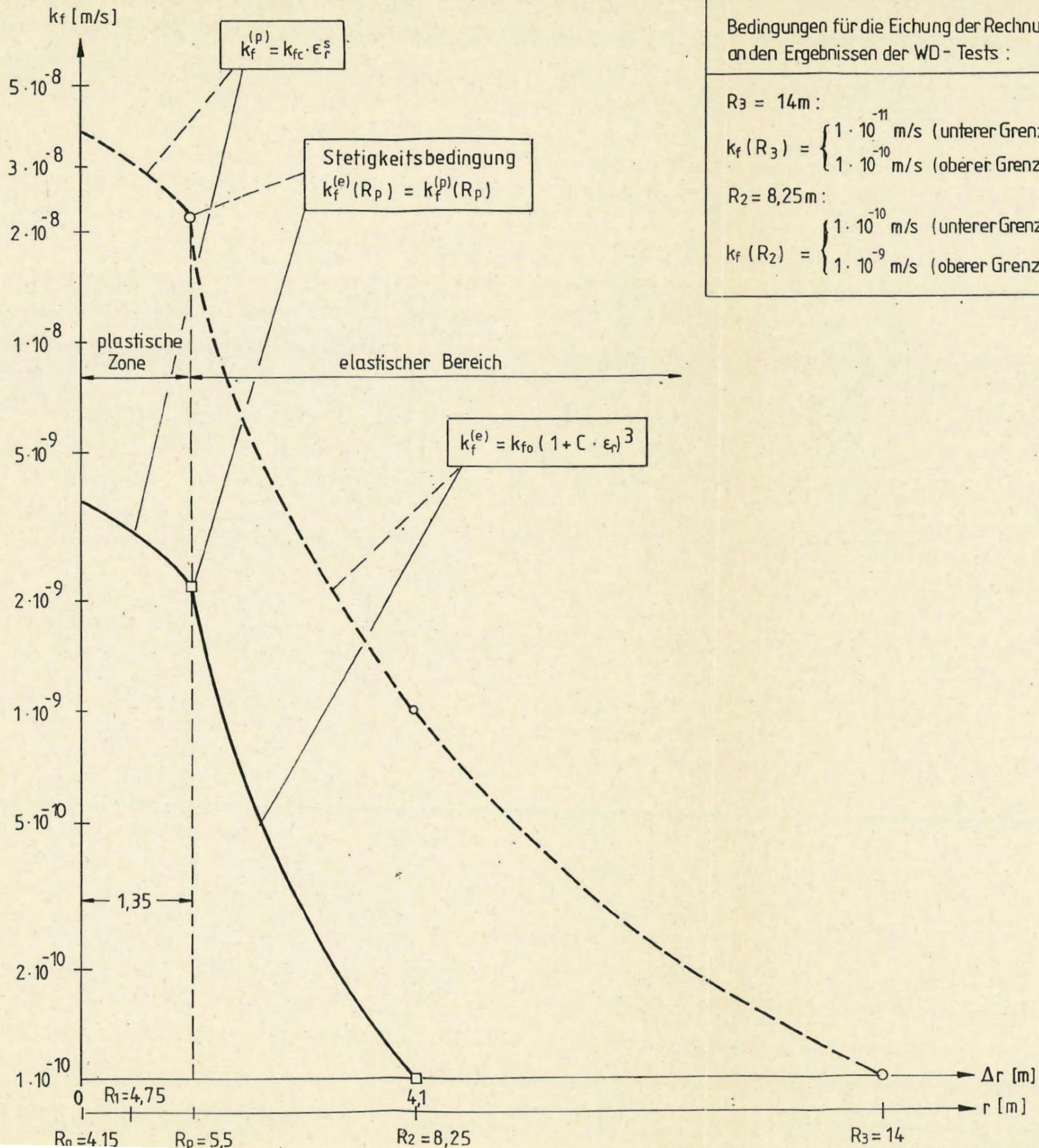
plastische Zone :

$$k_{fc} = \begin{cases} 5,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 5,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$s = 0,25$

Abb. D-4.23
 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand (ca. 350 m Teufe)
 Fall KVA , 3. Rechenschritt





Bedingungen für die Eichung der Rechnung an den Ergebnissen der WD- Tests :

$R_3 = 14\text{m} :$

$$k_f(R_3) = \begin{cases} 1 \cdot 10^{-11} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$R_2 = 8,25\text{m} :$

$$k_f(R_2) = \begin{cases} 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

Modellparameter :

elastischer Bereich :

$$k_{fo} = \begin{cases} 3,5 \cdot 10^{-13} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 3,5 \cdot 10^{-12} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$C = 4,5 \cdot 10^3$

plastische Zone

$$k_{fc} = \begin{cases} 8,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 8,9 \cdot 10^{-8} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$s = 0,25$

Abb. D - 4.24
 Wasserdurchlässigkeit der Auflockerungszone im bestehenden Zustand (ca. 550 m Teufe)
 Fall KSVB, 3. Rechenschritt

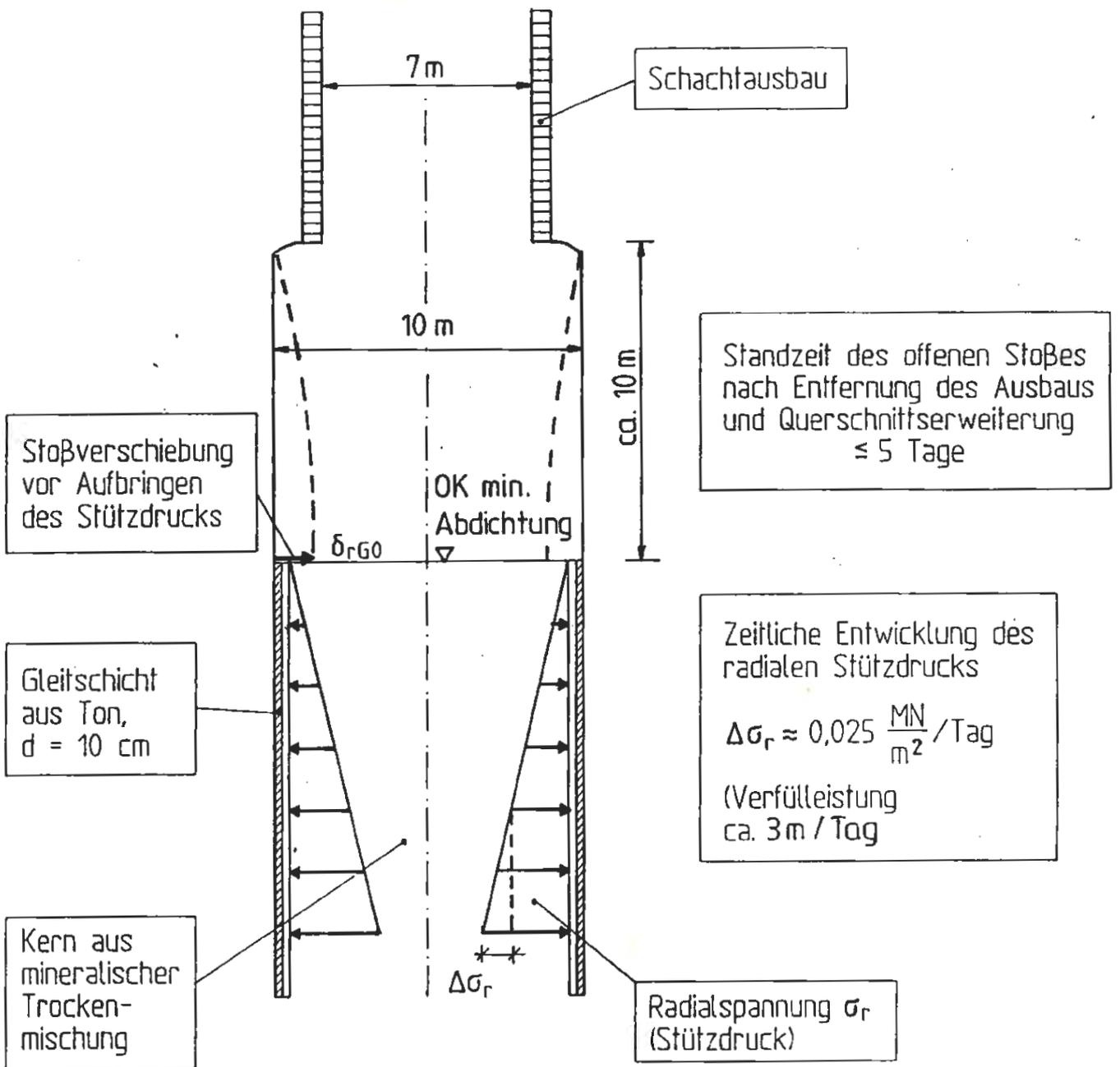


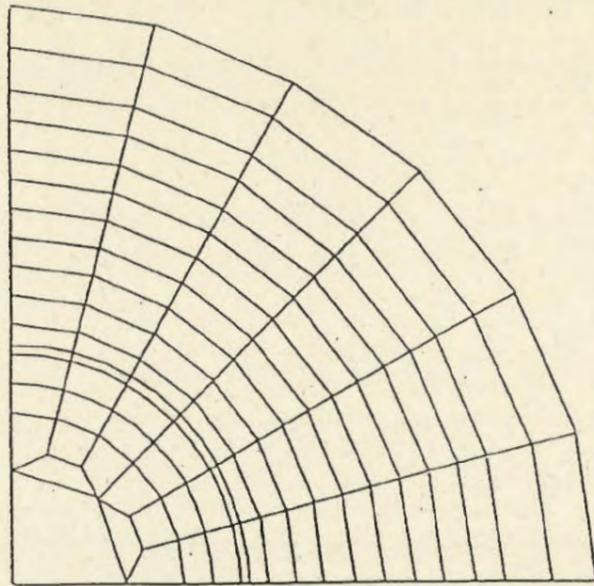
Abb. D - 5.1

Mineralische Abdichtung - Variante A
Annahmen zum Bauablauf



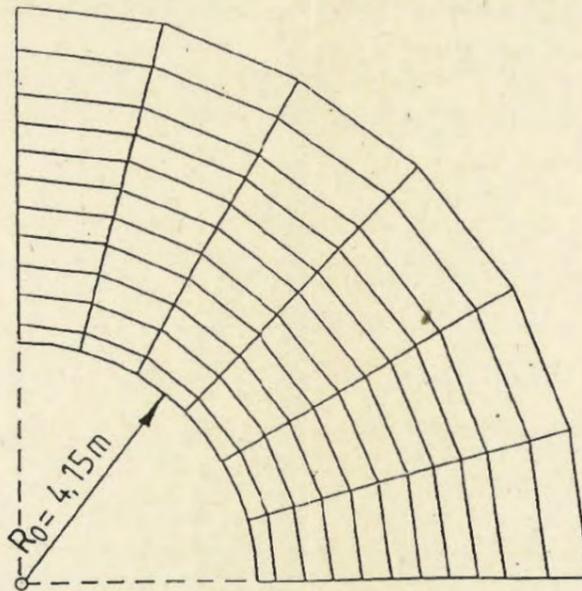
ENDLAGER KONRAD

Schächterfüllung



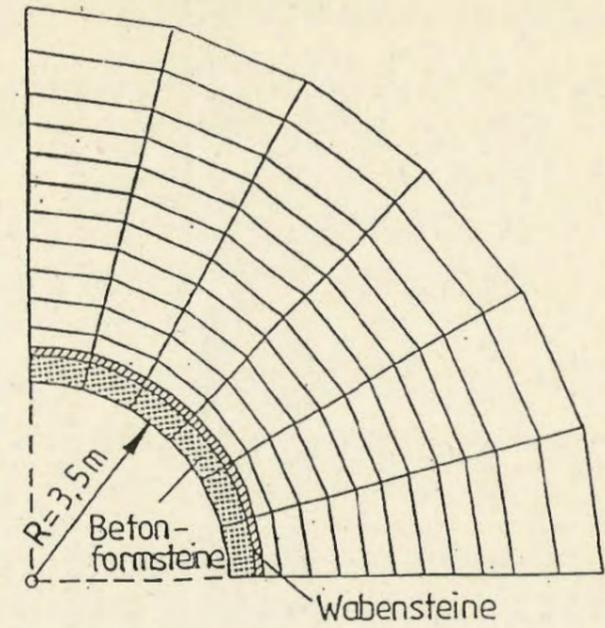
1. Rechenschritt

Primärfall, Simulation des Überlagerungsdruckes durch Knotenkräfte



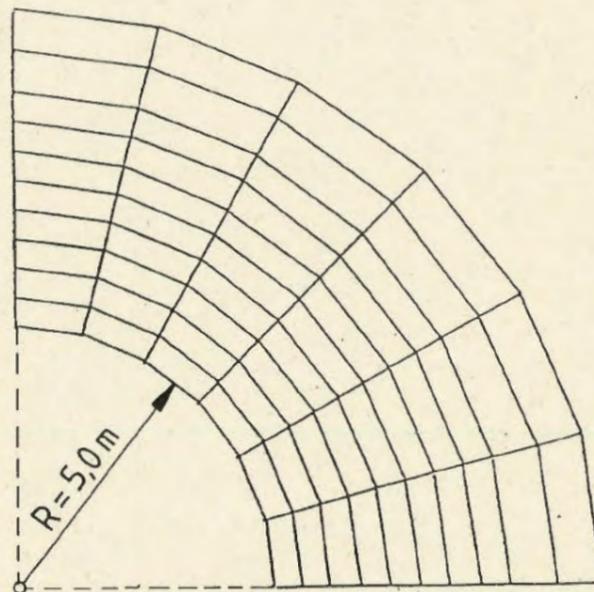
2. Rechenschritt

Abteufen des Schachtes und Simulation einer Standzeit des offenen Stoßes von 18 Tagen



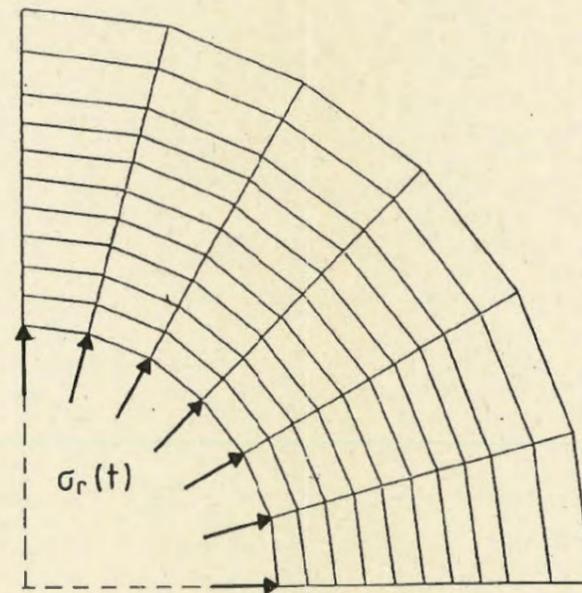
3. Rechenschritt

Einbau der Schachtausmauerung



4. Rechenschritt

Entfernen der Schachtausmauerung
Erweiterung des Querschnitts.
Simulation einer Standzeit des offenen Stoßes von 5 Tagen

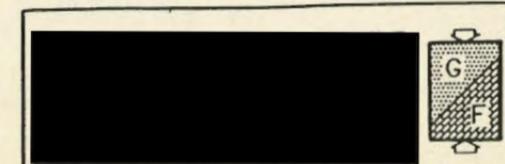


5. - 12. Rechenschritt

Simulation der zeitlichen Entwicklung des Stützdruckes $\sigma_r(t)$ aus der Verfüllung (vgl. Abb. D - 5.3)

Abb. D - 5.2

Mineralische Abdichtung - Variante A
Berechnungen zum verfüllten Zustand, Rechenschritte



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

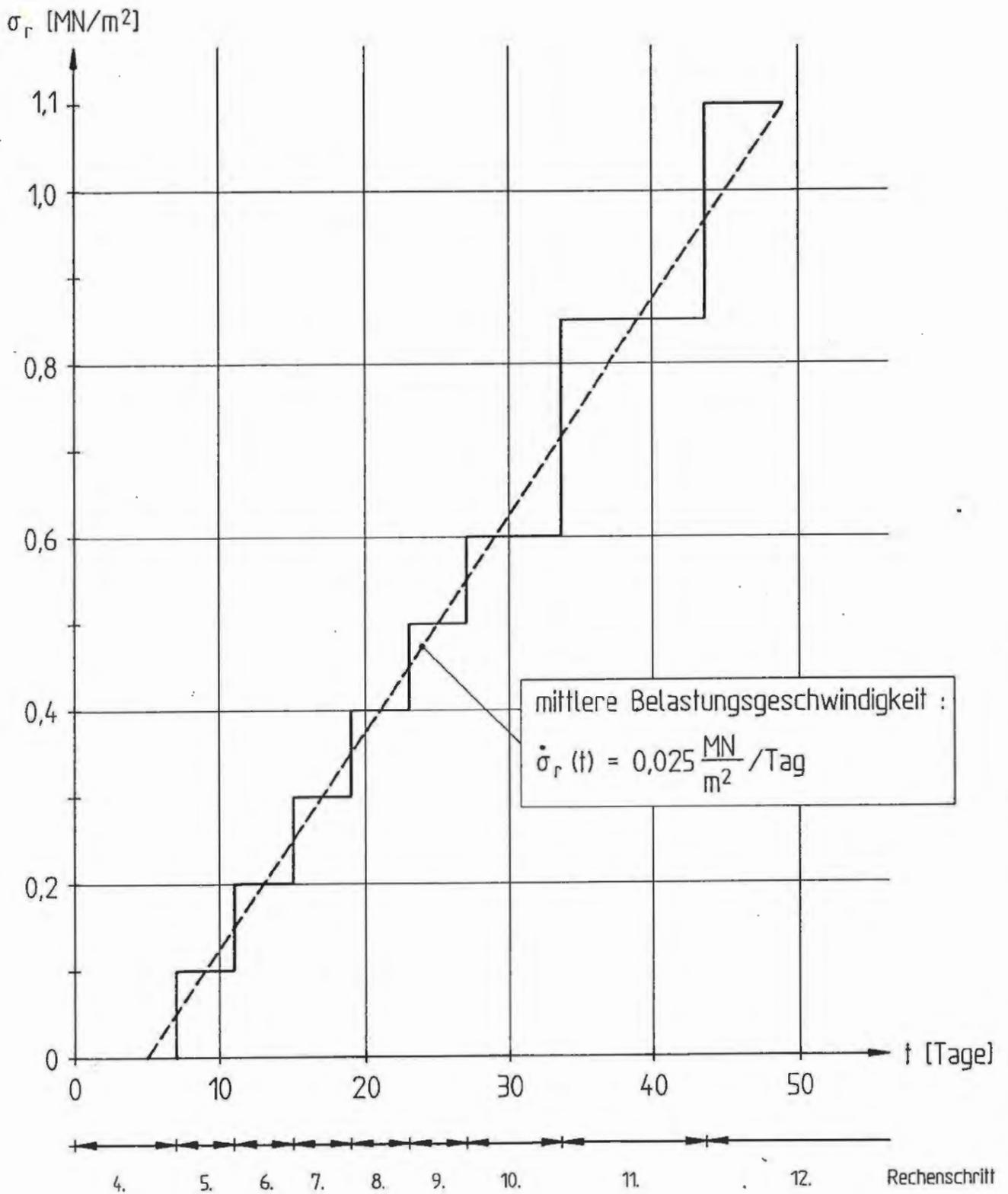


Abb. D - 5.3

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Simulation der zeitlichen Entwicklung des Stützdrucks
 in den Rechenschritten 5 - 12



ENDLAGER KONRAD
 Schachtverfüllung

Felsmechanische Kennwerte:

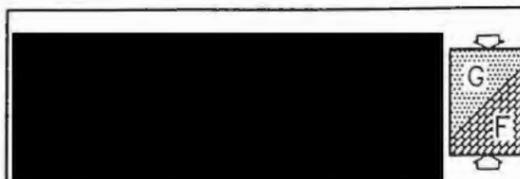
Gebirgsbereich	Mittelalb	Barrême
Wichte γ [kN/m ³]	23,5	23,5
E-Modul E [MN/m ²]	2000	2000
Poissonzahl ν	0,33	0,37
Kohäsion c [MN/m ²]	2,00	4,00
Reibungswinkel φ [°]	15	15
Zugfestigkeit σ [MN/m ²]	0	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	15	15

Berechnungsfälle:

Fallbezeichnung	KSAVAV	KSVBV
Gebirgsbereich	Mittelalb	Barrême
Teufe [m]	ca. 350	ca. 550
Standzeit T_g [Tage] des offenen Stoßes beim Abteufen	15	15
Standzeit T_g [Tage] des offenen Stoßes bei der Entfernung des Ausbaus und der Querschnitts- erweiterung	5	5
Mittlere Bela- stungsgeschwindig- keit $\dot{\sigma}_r$ [kN/m ² /Tag] beim Aufbringen des Stützdrucks	25	25

Abb. D - 5.4

Mineralische Abdichtung - Variante A
Berechnungen zum verfüllten Zustand der Schächte
Berechnungsfälle und Kennwerte



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

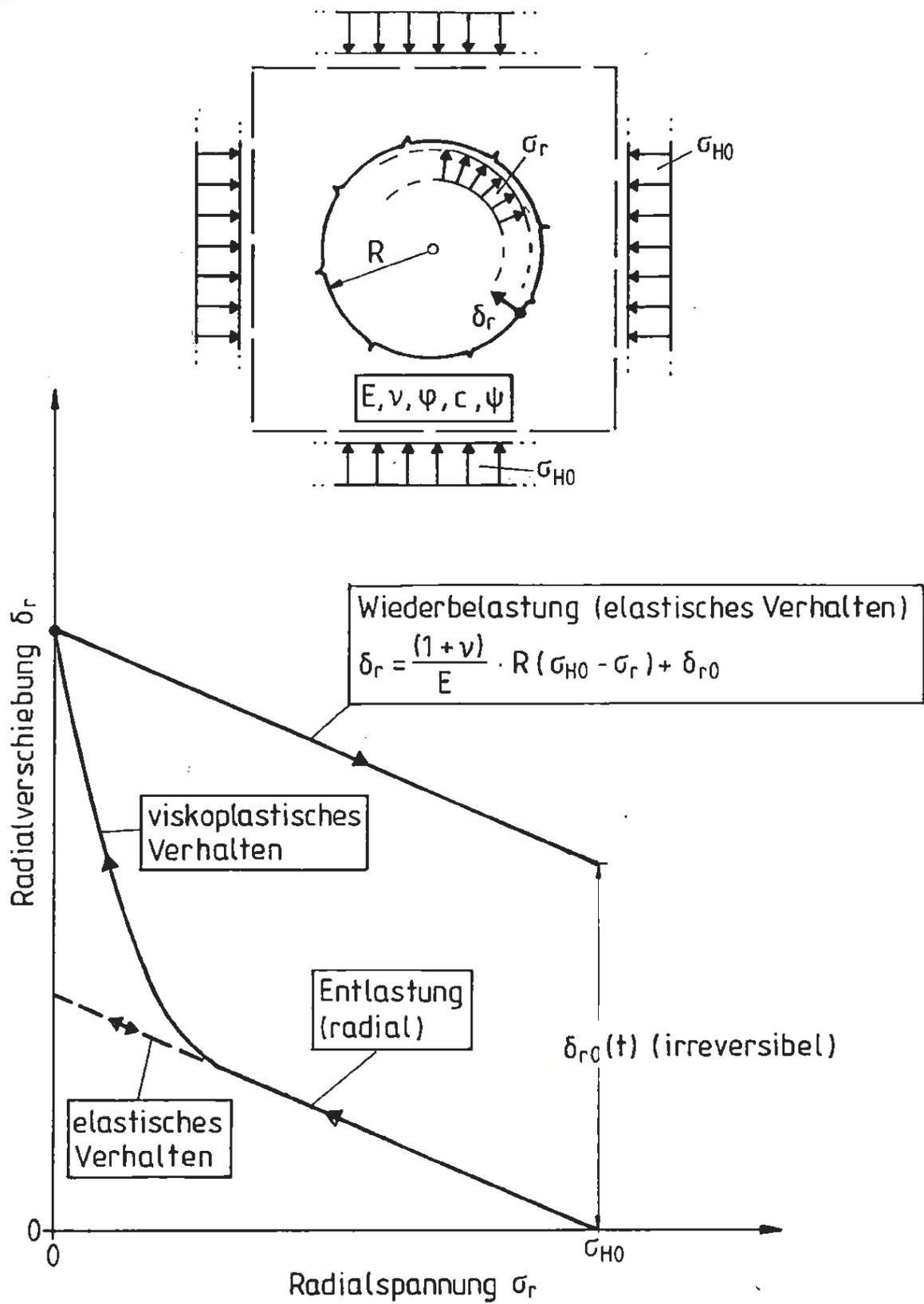


Abb. D - 5.5

Mineralische Abdichtung - Variante A
Gebirgskenntlinien, Prinzipskizze



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

δ_r [mm] in den Schacht gerichtete Radialverschiebung (Konvergenz)

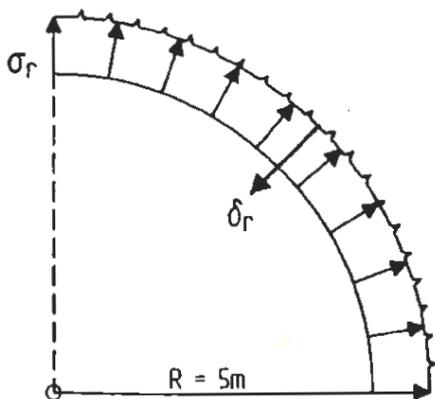
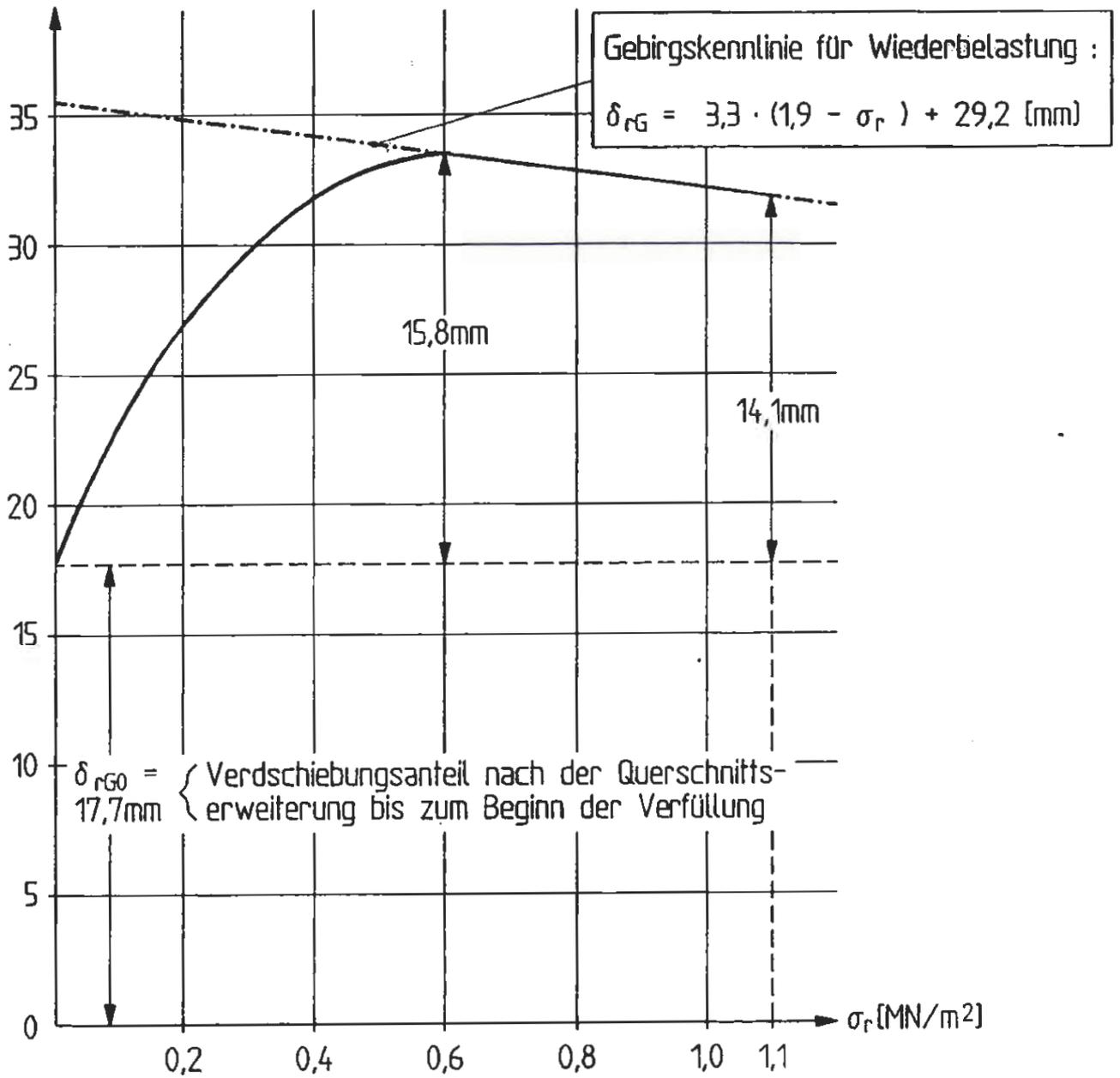


Abb. D - 5.6

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Radialverschiebung der Schachtwand mit zunehmendem Stützdruck, Fall KSVAV



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

δ_r [mm] in den Schacht gerichtete Radialverschiebung (Konvergenz)

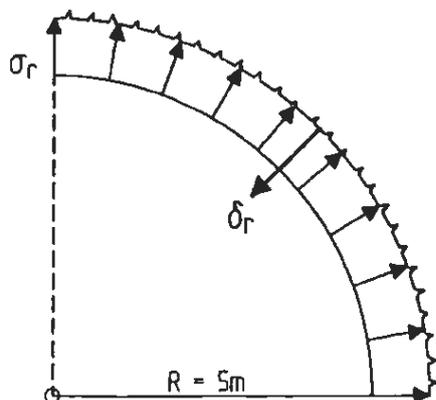
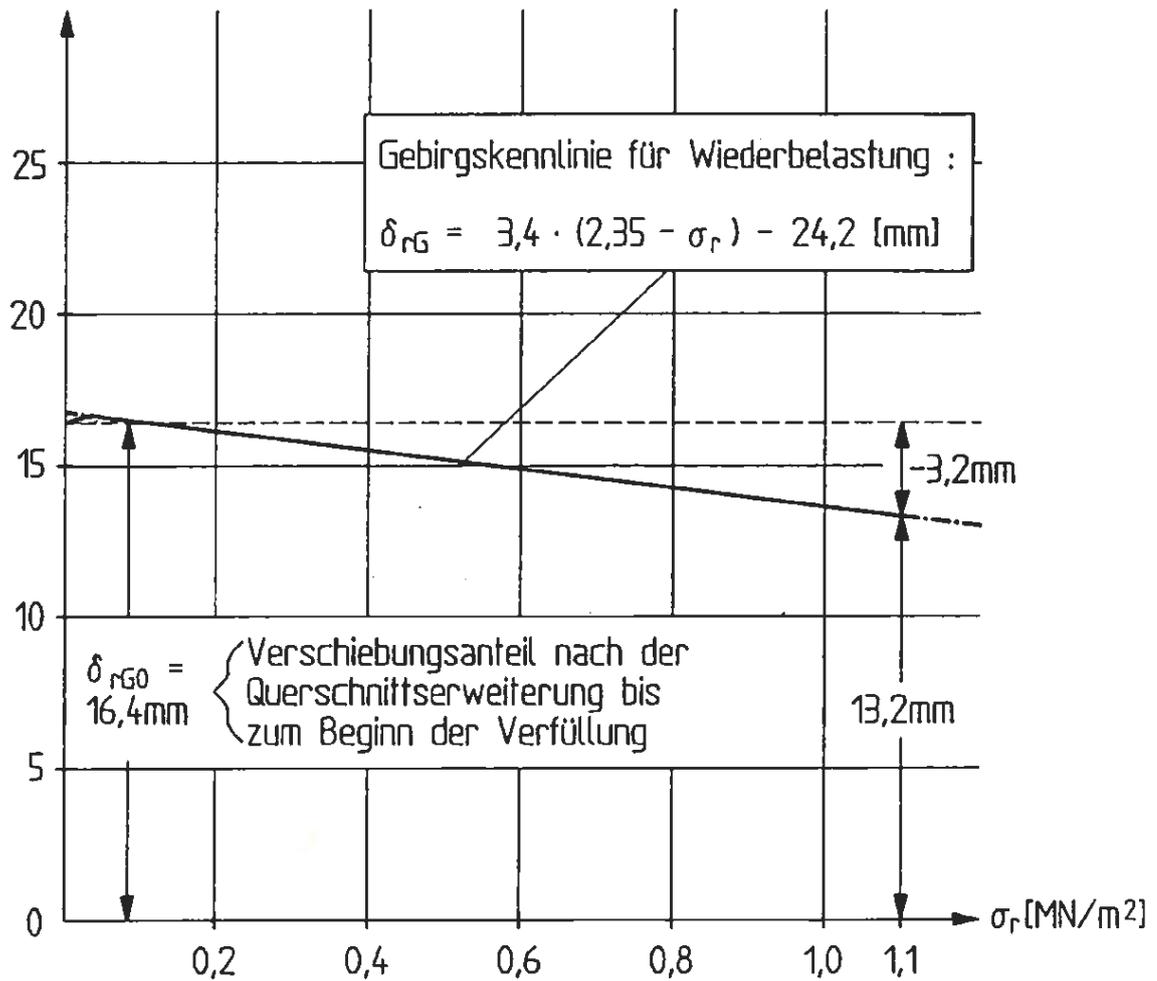


Abb. D - 5.7

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Radialverschiebung der Schachtwand mit zunehmendem Stützdruck, Fall KSVBV



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

		Trockenmischung ¹⁾	Tone, ausgeprägt plastisch	
			aus Literatur	gewählt
Wichte γ [kN/m ²]		22	16,5 ÷ 20 3)4)	17
	γ' [kN/m ²]	12	7 ÷ 10 3)4)	7
Anfangssteifemodul E_{S0} [MN/m ²]		5	1 ÷ 2,5 4)	1
	Kompressionsbeiwert v_e [-] ($E_S = v_e \cdot \sigma + E_{S0}$)	54	6 ÷ 20 3)	10
Poissonzahl ν [-]		0,33	0,35 ÷ 0,45 5)	0,4
scherparameter	c' [kN/m ²]	27	10 ÷ 60 3)4)	50
	φ' [°]	43	10 ÷ 27 2)3)4)	10
	φ'_r [°]	-	4 ÷ 15 2)3)	6
	c_u [kN/m ²]	-	10 ÷ 25 4)	10
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s]		$< 10^{-10}$	$10^{-9} \div 11^{-11}$ 3)	10^{-11}

- 1) Untersuchungen der [REDACTED] [10]
- 2) Angaben für Montmorillonite [17]
- 3) Angaben für ausgeprägt plastische Tone [18]
- 4) Angaben für leicht knetbare, weiche Tone [19]
- 5) abgeleitet aus

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

mit $K_0 = 1 - \sin\varphi'$

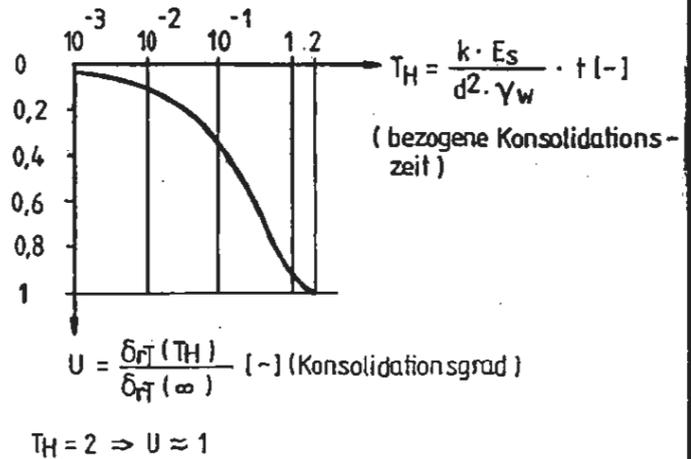
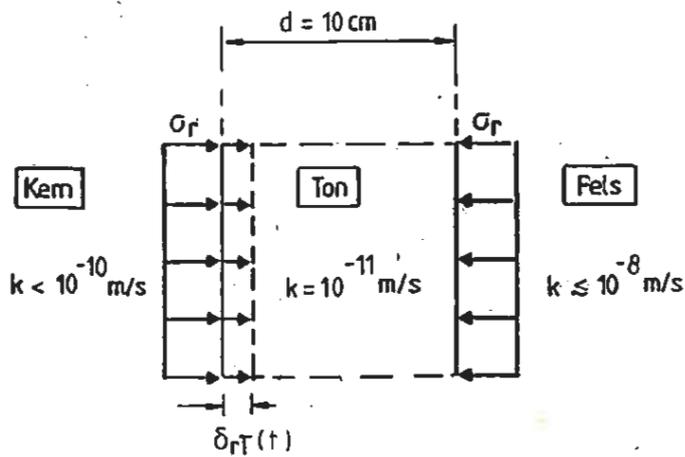
Abb. D - 5.8

Mineralische Abdichtung - Variante A
Bodenmechanische Kennwerte für die Kernverfüllung
und die Gleitschicht aus Ton



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Konsolidationszeit: $T = \frac{2 \cdot d^2 \cdot \gamma_w}{k \cdot \bar{E}_s} = \frac{d^2 \cdot \gamma_w}{k \cdot (5 \cdot \bar{\sigma}_r + 0,5)}$
 mit $\bar{E}_s = 10 \cdot \bar{\sigma}_r + 1,0$ [MN/m²]
 $\bar{\sigma}_r = \frac{1}{T_0} \int_0^T \sigma_r(t) dt$

\bar{E}_s = mittlerer Steifemodul

$\bar{\sigma}_r$ = mittlere Radialspannung, unter der der Ton konsolidiert

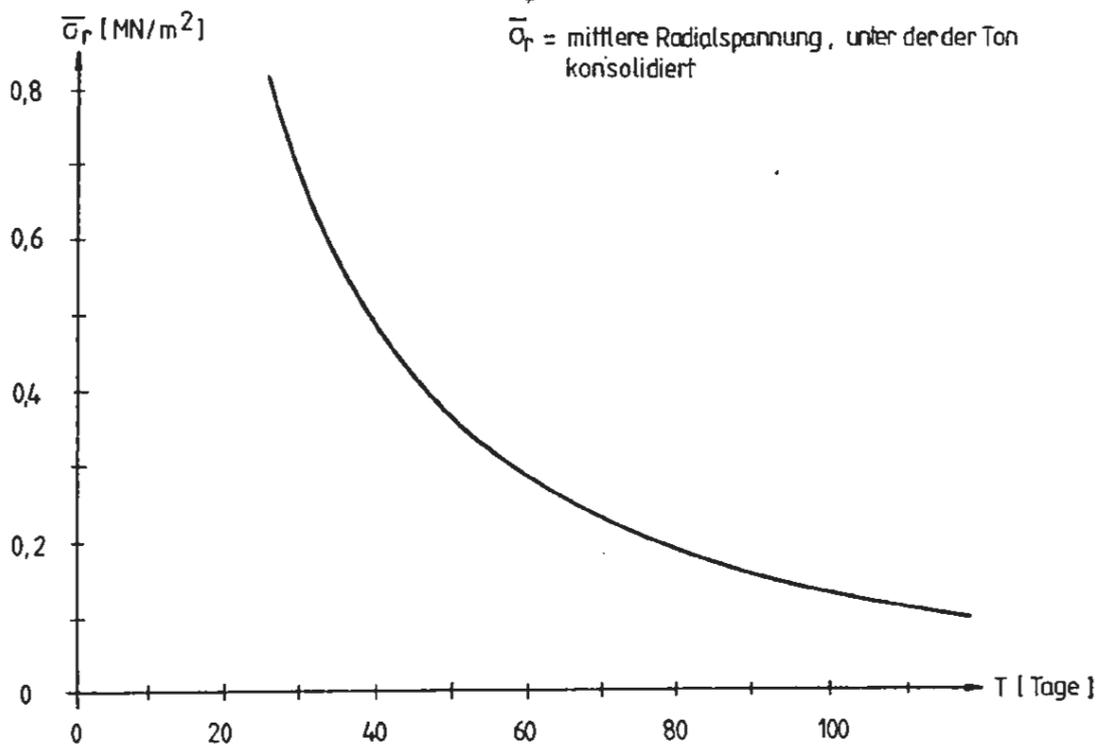


Abb. D-5.9

Mineralische Abdichtung - Variante A
Konsolidationszeit der Gleitschicht aus Ton



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

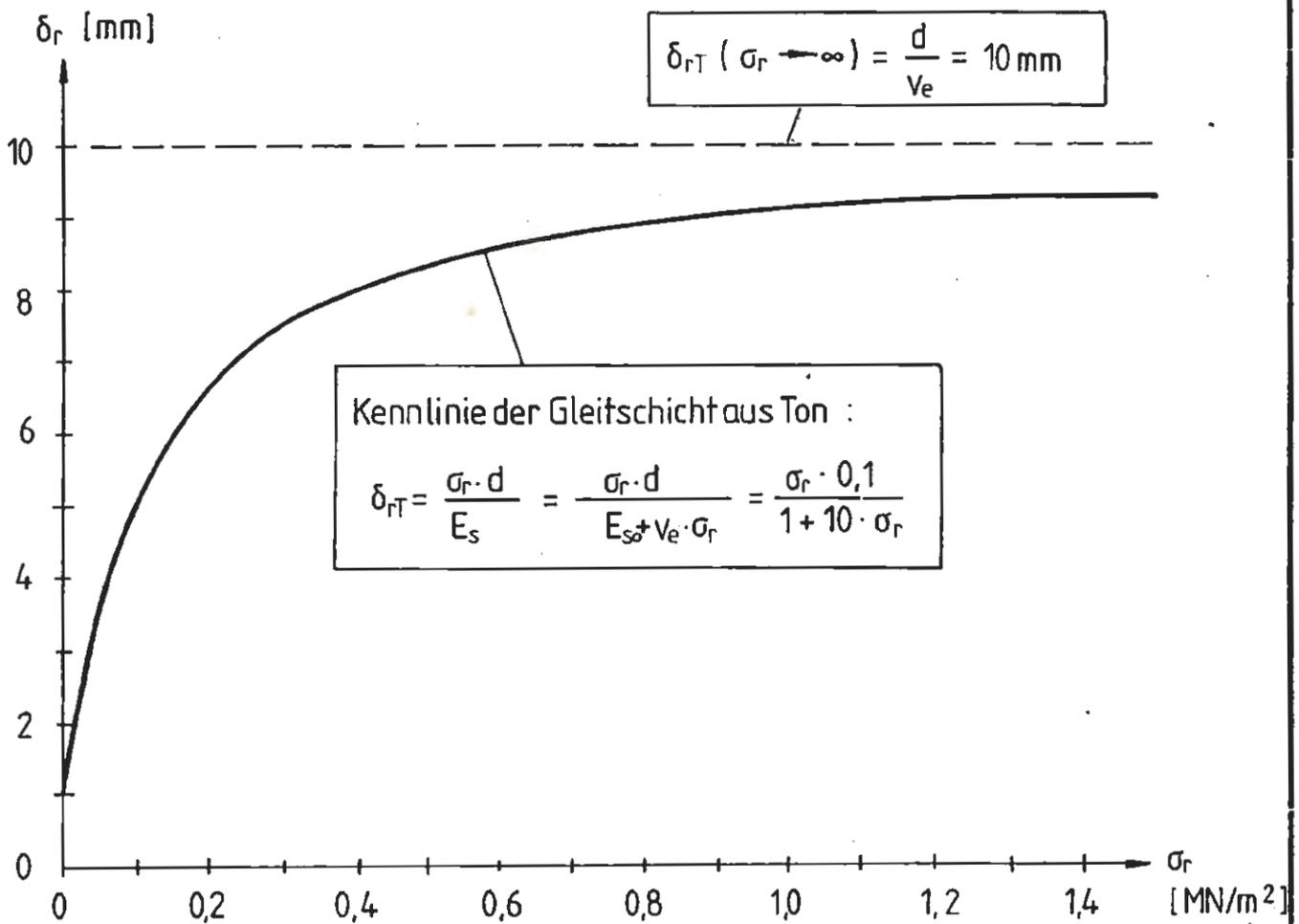
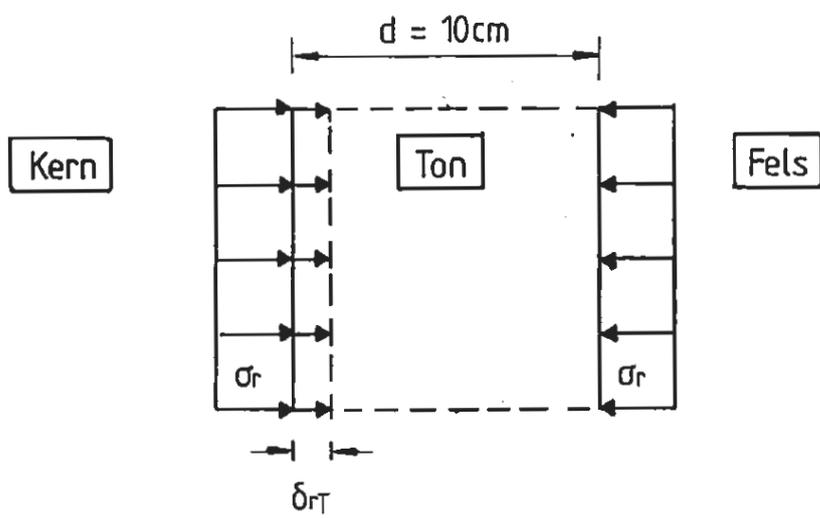


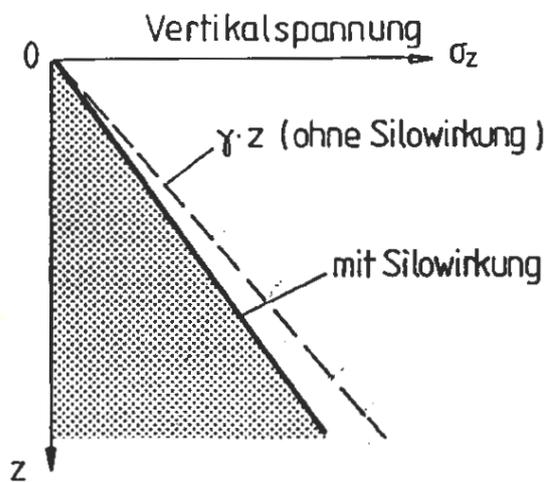
Abb. D - 5:10

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Zusammendrückung der Tonschicht in Abhängigkeit von der Radialspannung (Kennlinie)



ENOLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

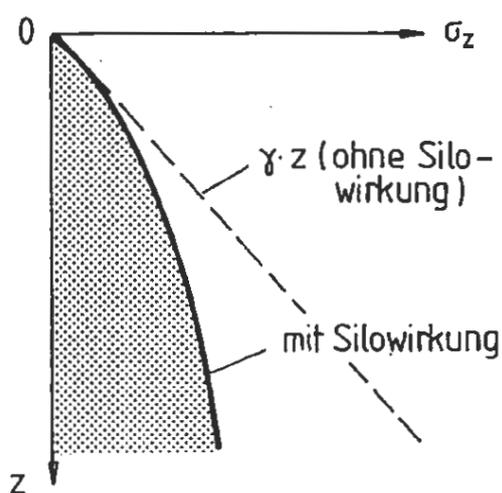


Silowirkung infolge c_u

Vertikalspannungen aus Eigenlast :

$$\sigma_z = \left(\gamma - \frac{2c_u}{R} \right) \cdot z$$

(gilt bis zur Konsolidation der Tonschicht)



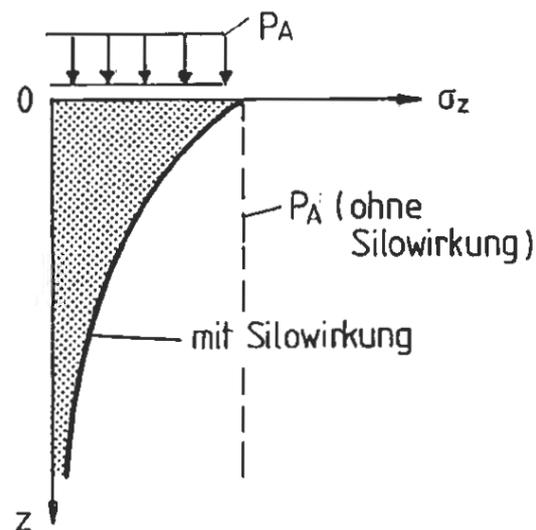
Silowirkung infolge φ'

Vertikalspannungen aus Eigenlast :

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot z})$$

mit $\alpha = \frac{2k_0 \cdot \tan \varphi'}{R}$, $k_0 = \frac{\sigma_r}{\sigma_z}$

(gilt nach der Konsolidation der Tonschicht)



Silowirkung infolge φ'

Vertikalspannungen aus Auflast :

$$\sigma_z = P_A \cdot e^{-\alpha \cdot z}$$

mit $\alpha = \frac{2k_0 \cdot \tan \varphi'}{R}$, $k_0 = \frac{\sigma_r}{\sigma_z}$

(gilt beim Einbau des Asphalts)

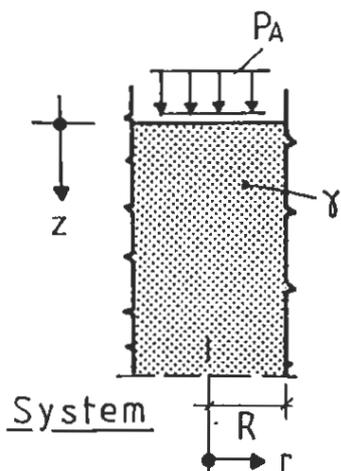


Abb. D - 5.11

Mineralische Abdichtung - Variante A
Vertikalspannungen nach der Silotheorie,
Allgemeine Formeln



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

Radialspannung im Kern in Abhängigkeit von der Zeit :

$$\sigma_z = \left(\gamma - \frac{2c_u}{R} \right) \cdot z \quad (\text{bis zur Konsolidation des Tons})$$

$$\sigma_r = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z = 0,009 \cdot z \quad [\text{MN/m}^2]$$

Schüttgeschwindigkeit $\sim 3\text{m/Tag} \Rightarrow \sigma_r = 0,027 \cdot t$

mittlere Radialspannung : $\bar{\sigma}_r = \frac{0,027}{2} \cdot t$

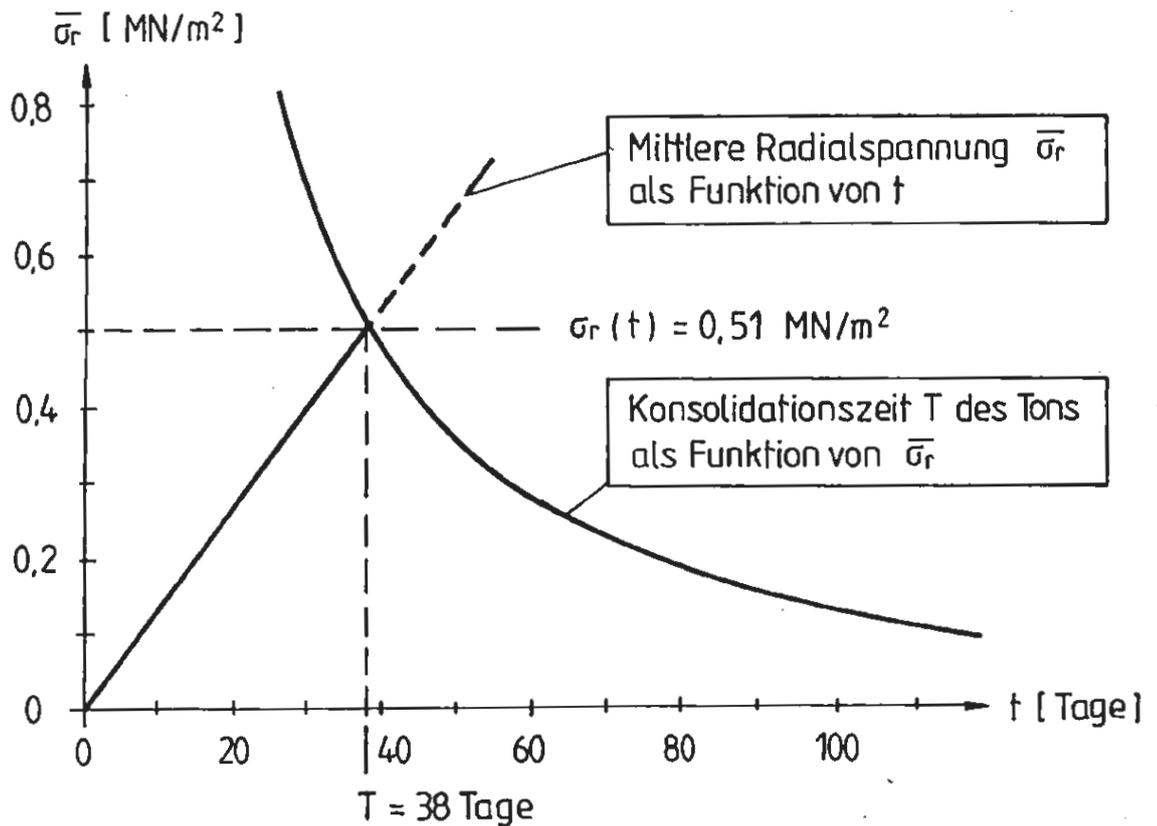


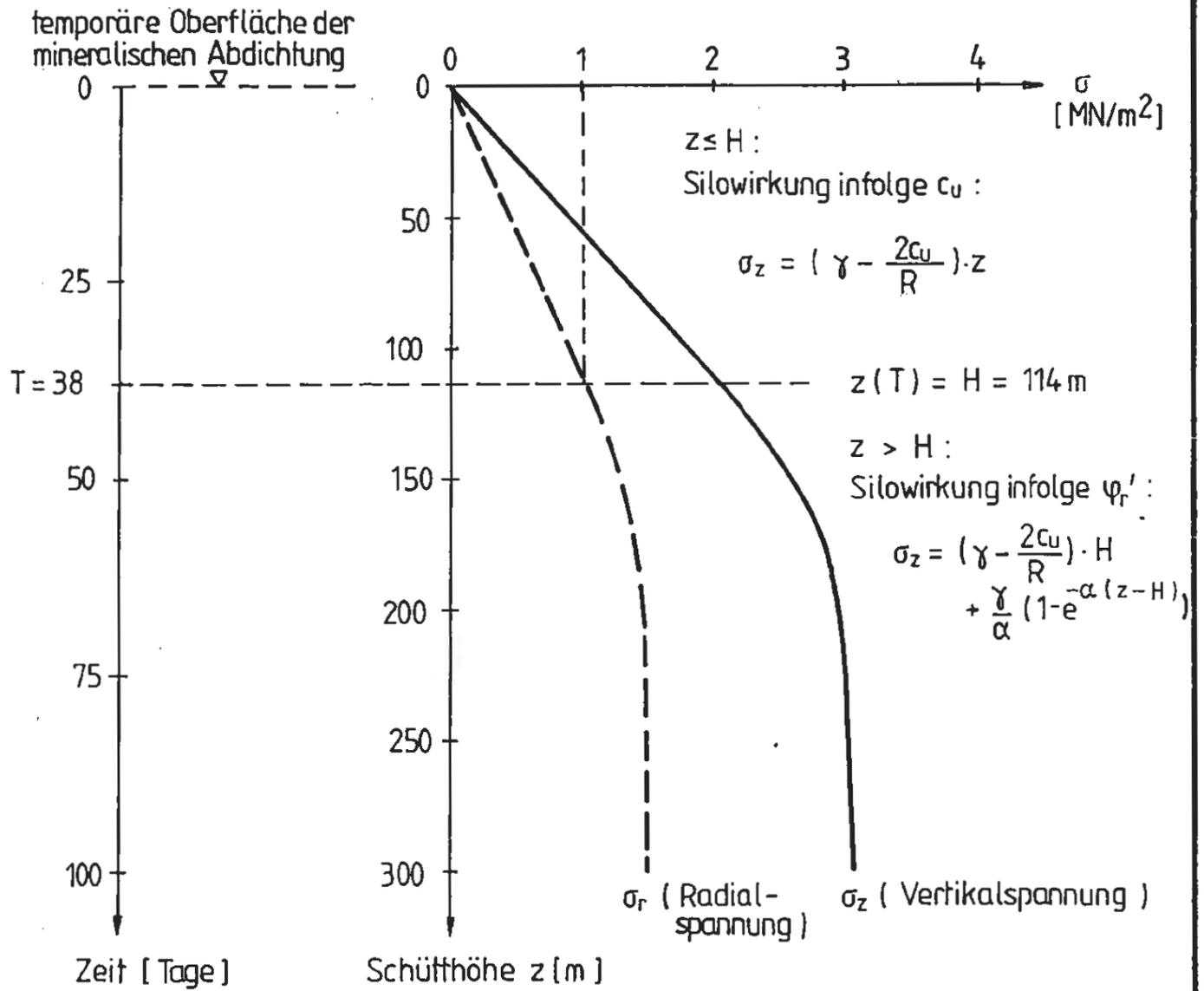
Abb. D-5.12

Mineralische Abdichtung - Variante A
Ermittlung der Konsolidationszeit des Tons



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

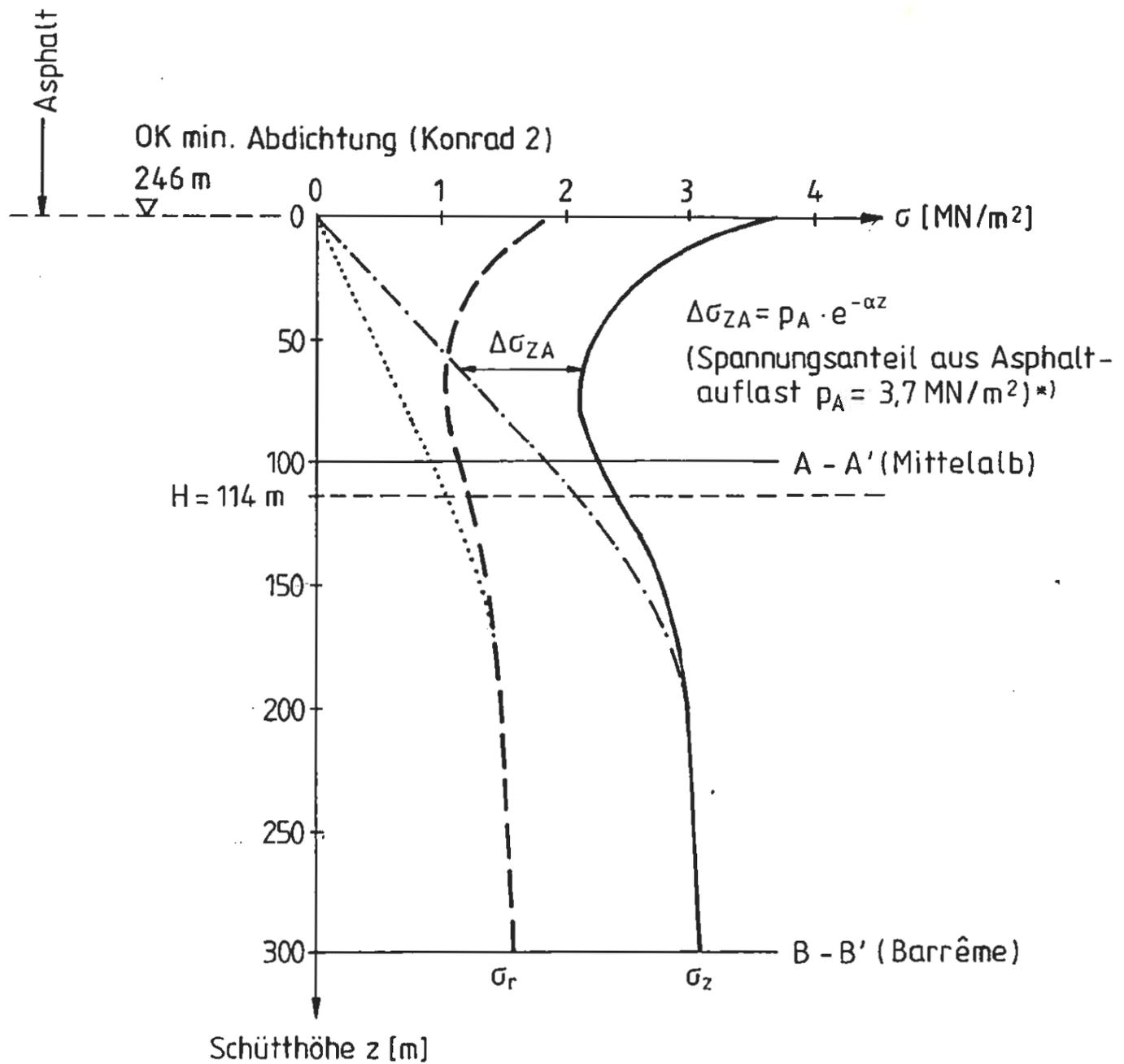


Annahme: $\frac{\sigma_r}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,5$

Abb. D-5.13

Mineralische Abdichtung - Variante A
Spannungen im Kern während der Herstellung
der mineralischen Abdichtung

		ENDLAGER KONRAD Schachtverfüllung
--	---	---

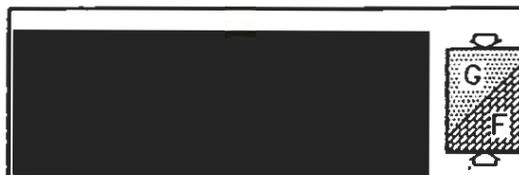


Annahme: $\frac{\sigma_r}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,5$

*) die Schnitte A - A' und B - B' entsprechen näherungsweise den Berechnungsschnitten in den Fällen KSVAV und KSVBV (vgl. Abb. D - 5.4)

Abb. D - 5.14

Mineralische Abdichtung - Variante A
Spannungen im Kern nach der Verfüllung mit Asphalt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

$$\delta_{rK} = \frac{(1-\nu)^2 (\sigma_r - \sigma_{ro}) \cdot R_i}{(1-\nu - 2\nu^2) [E_{so} + \nu_e \left(\frac{1-\nu}{1+\nu}\right) (2\sigma_r + \sigma_z)]}$$

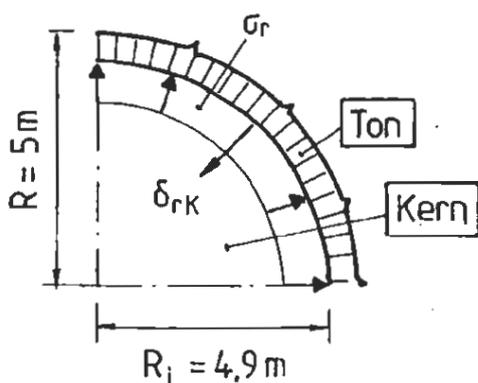
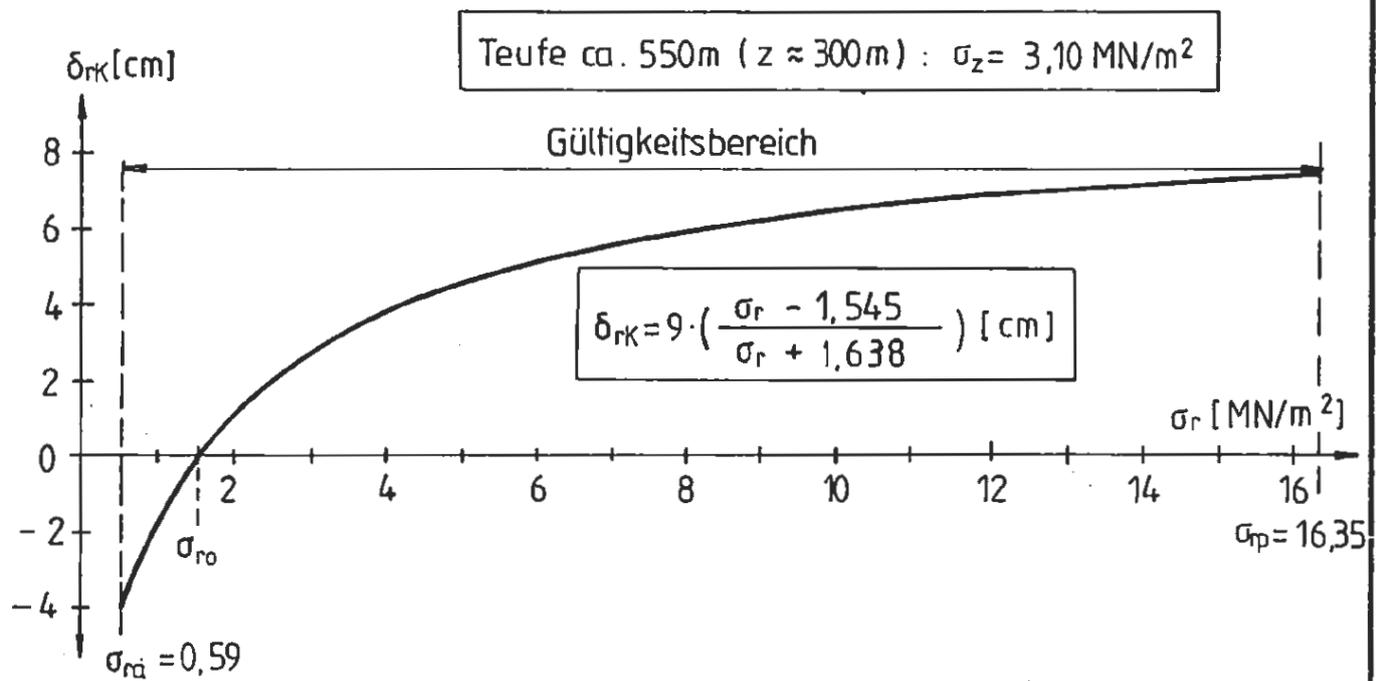
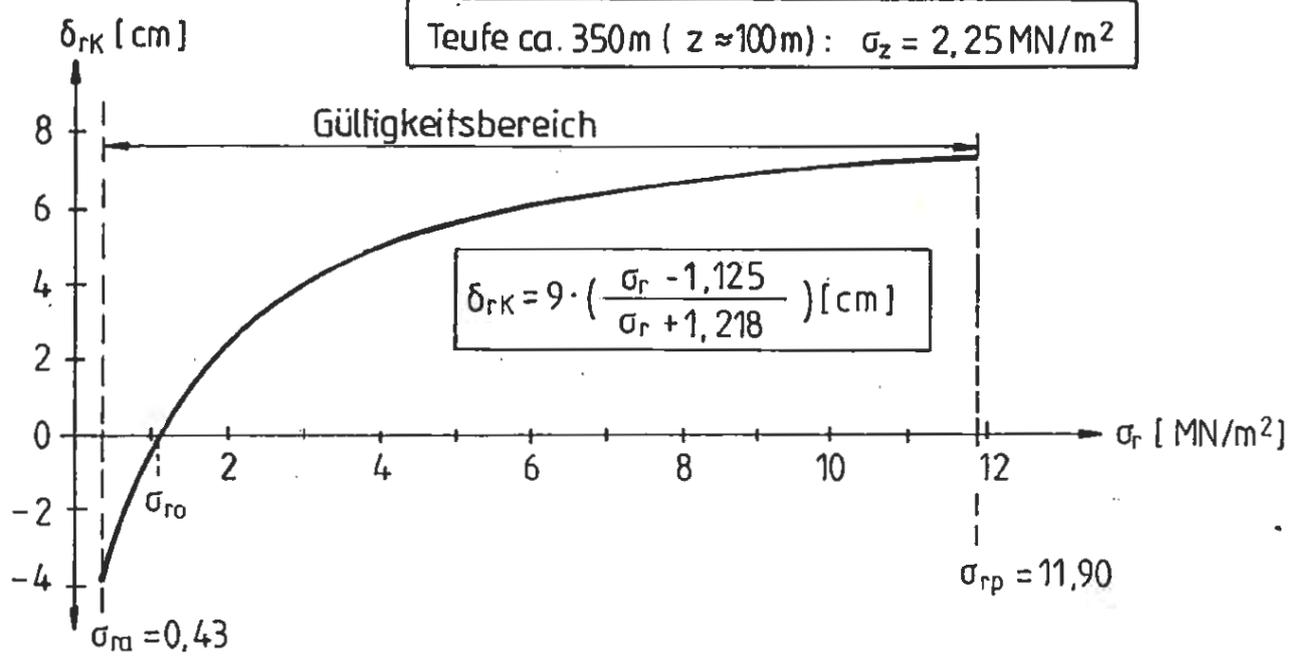


Abb. D - 5.15

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Kennlinien des Kerns für die Teufen
 350 und 550 m (Schacht Konrad 2)



ENOLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

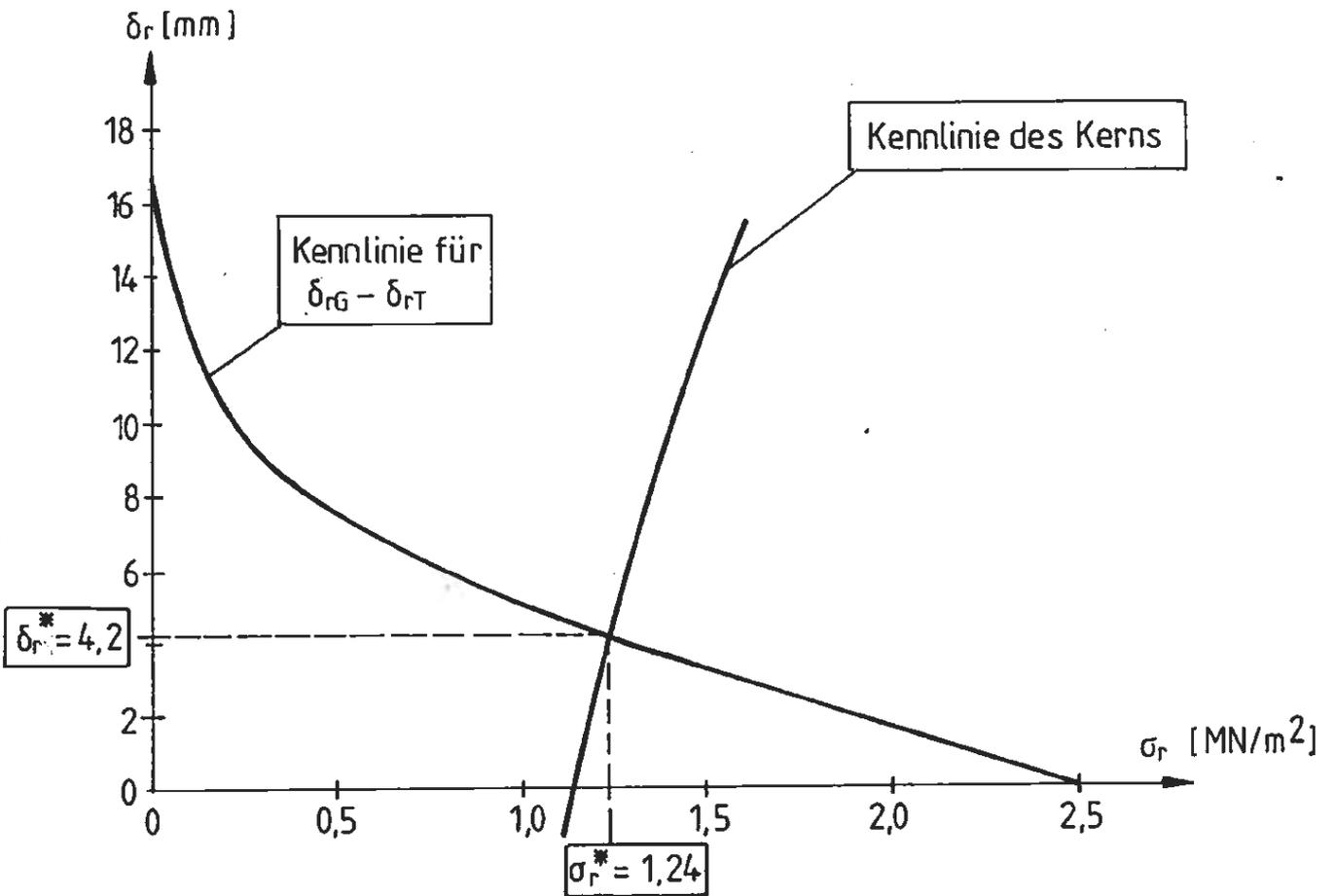
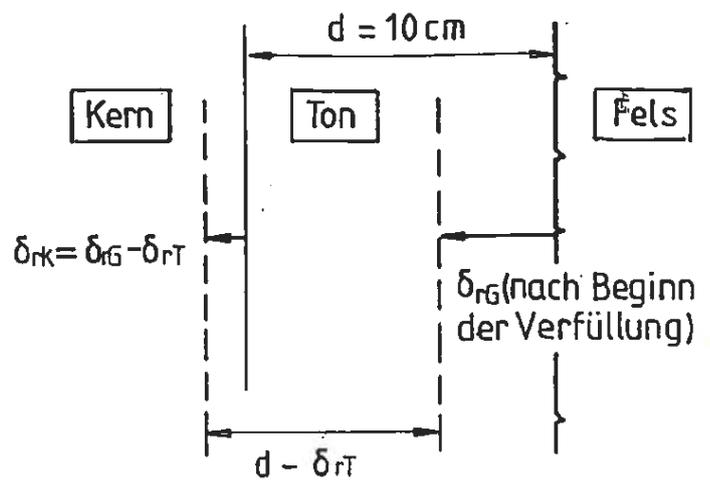
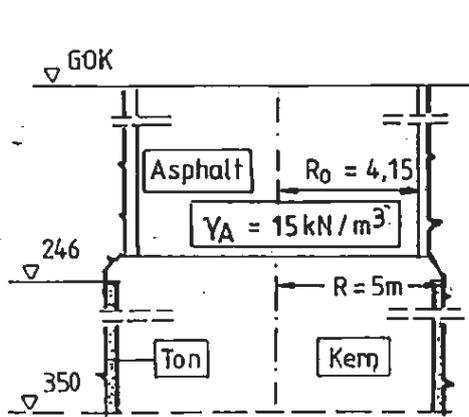


Abb. D-5.16

Mineralische Abdichtung - Variante A
 Radialspannung und Radialverschiebungen
 im verfüllten Zustand
 Teufe 350 m (Schacht Konrad 2)



ENLAGER KONRAD
 Schachtverfüllung

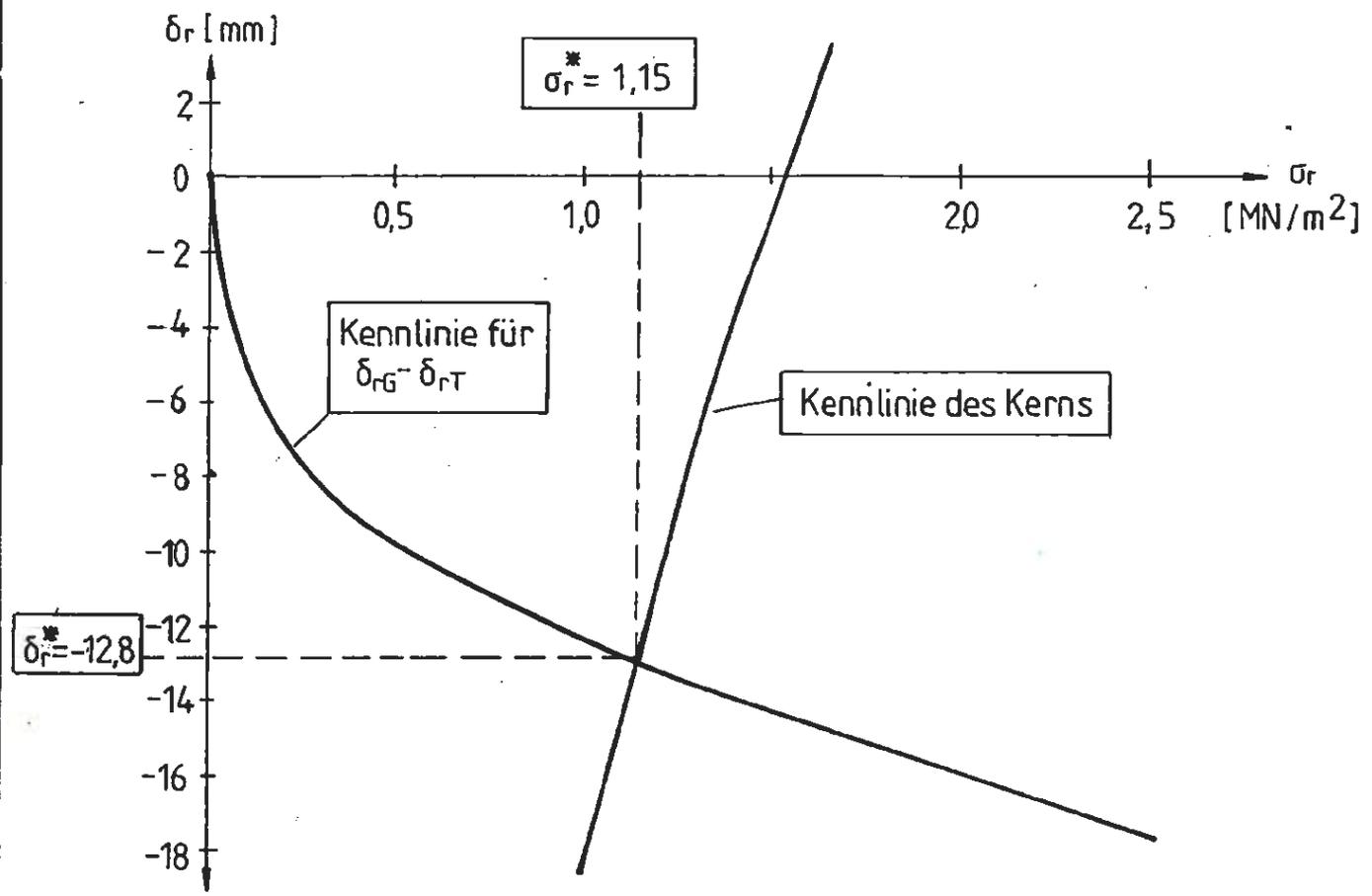
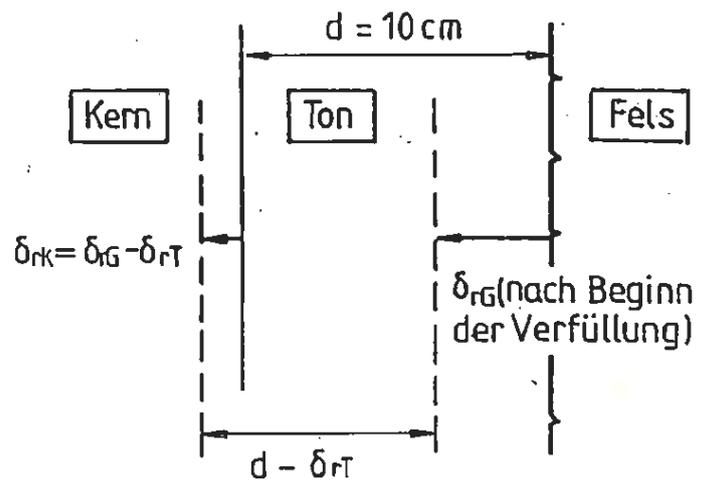
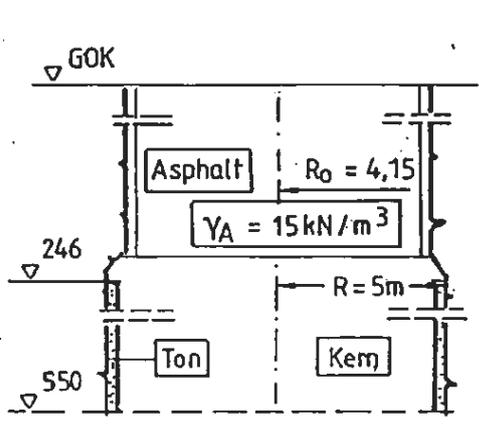
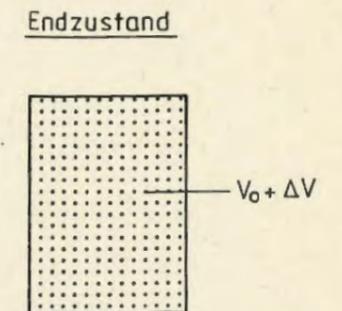
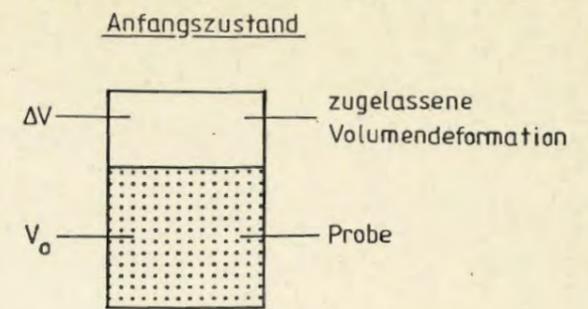
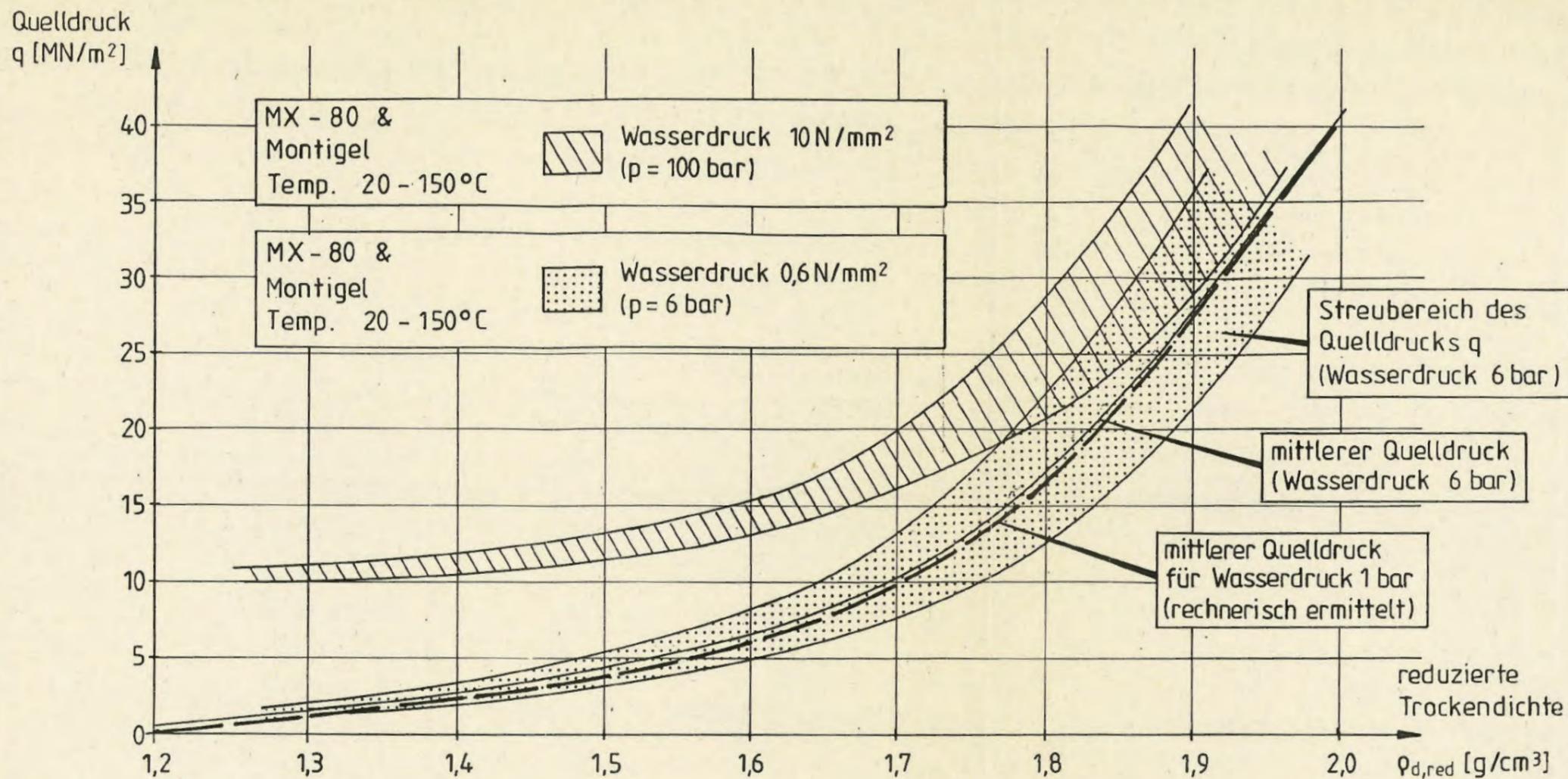


Abb. D-5.17

Mineralische Abdichtung – Variante A
 Radialspannung und Radialverschiebungen
 im verfüllten Zustand
 Tiefe 550m (Schacht Konrad 2)



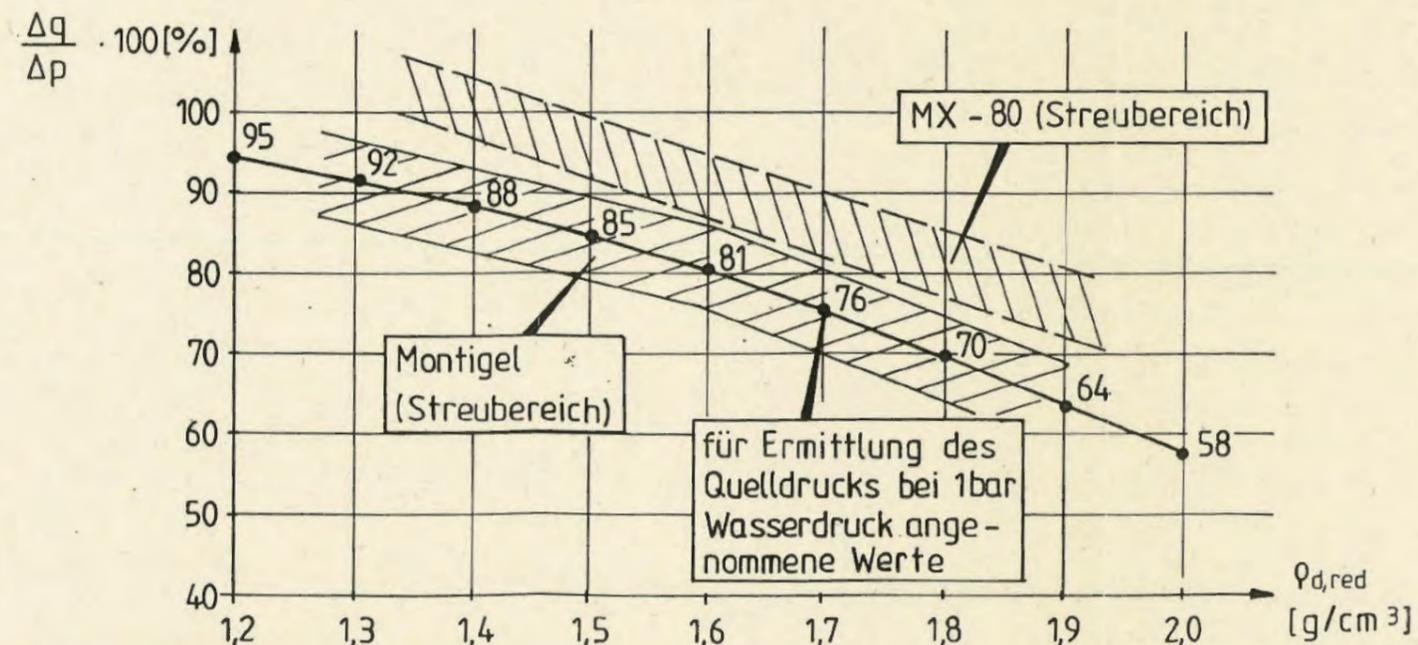
ENLAGER KONRAD
 Schachtverfüllung



Trockenmasse: M_d
 reduzierte Trockendichte:

$$\rho_{d,red} = \frac{M_d}{V_0 + \Delta V}$$

Quelldruck in Abhängigkeit von der reduzierten Trockendichte (Versuchsergebnisse)

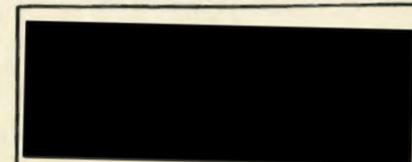


Die Versuche wurden im Auftrag der NAGRA vom IGB der ETH-Zürich durchgeführt. Die dargestellten Ergebnisse wurden dem Bericht [11] entnommen.

Abb. D - 6.1

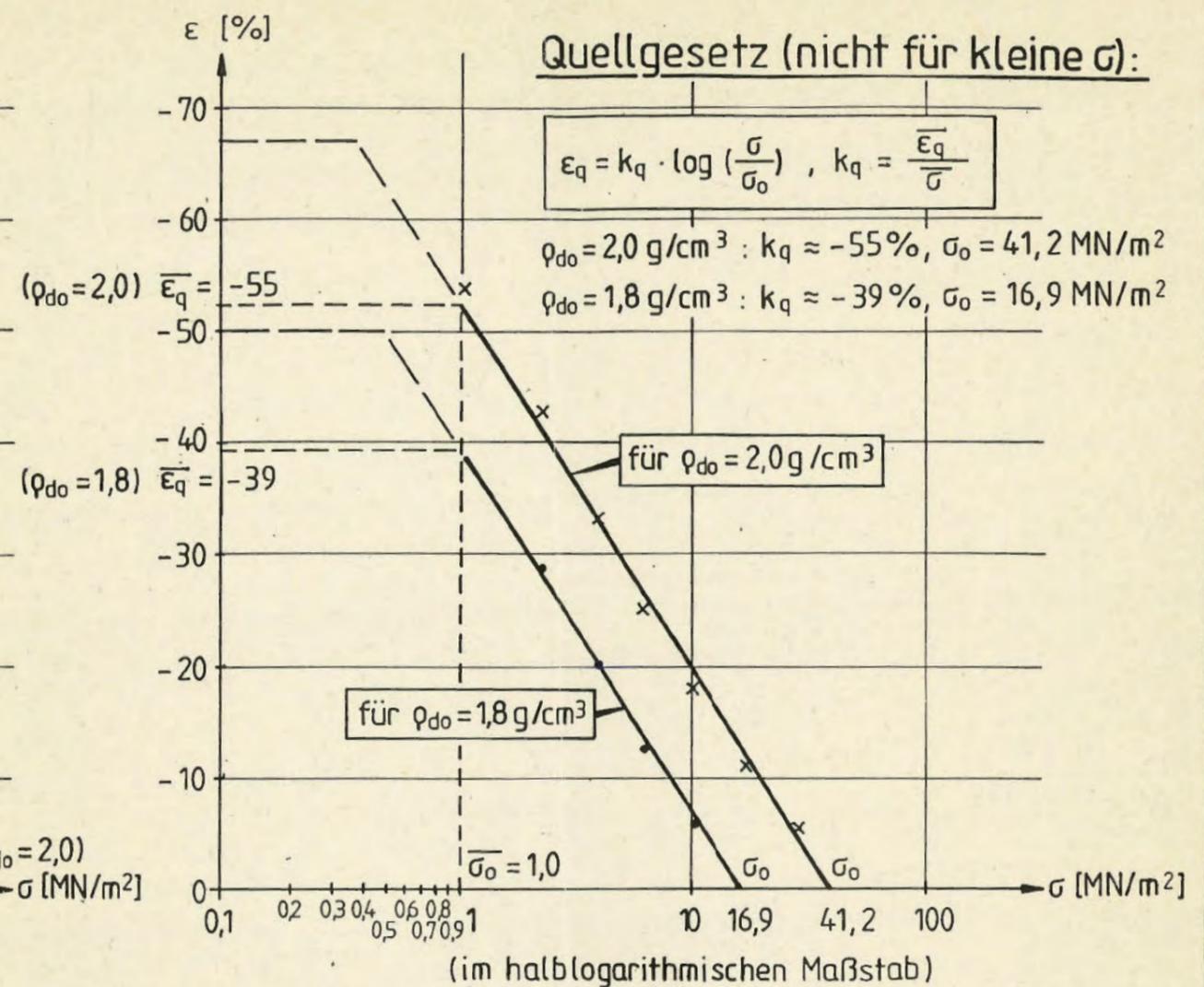
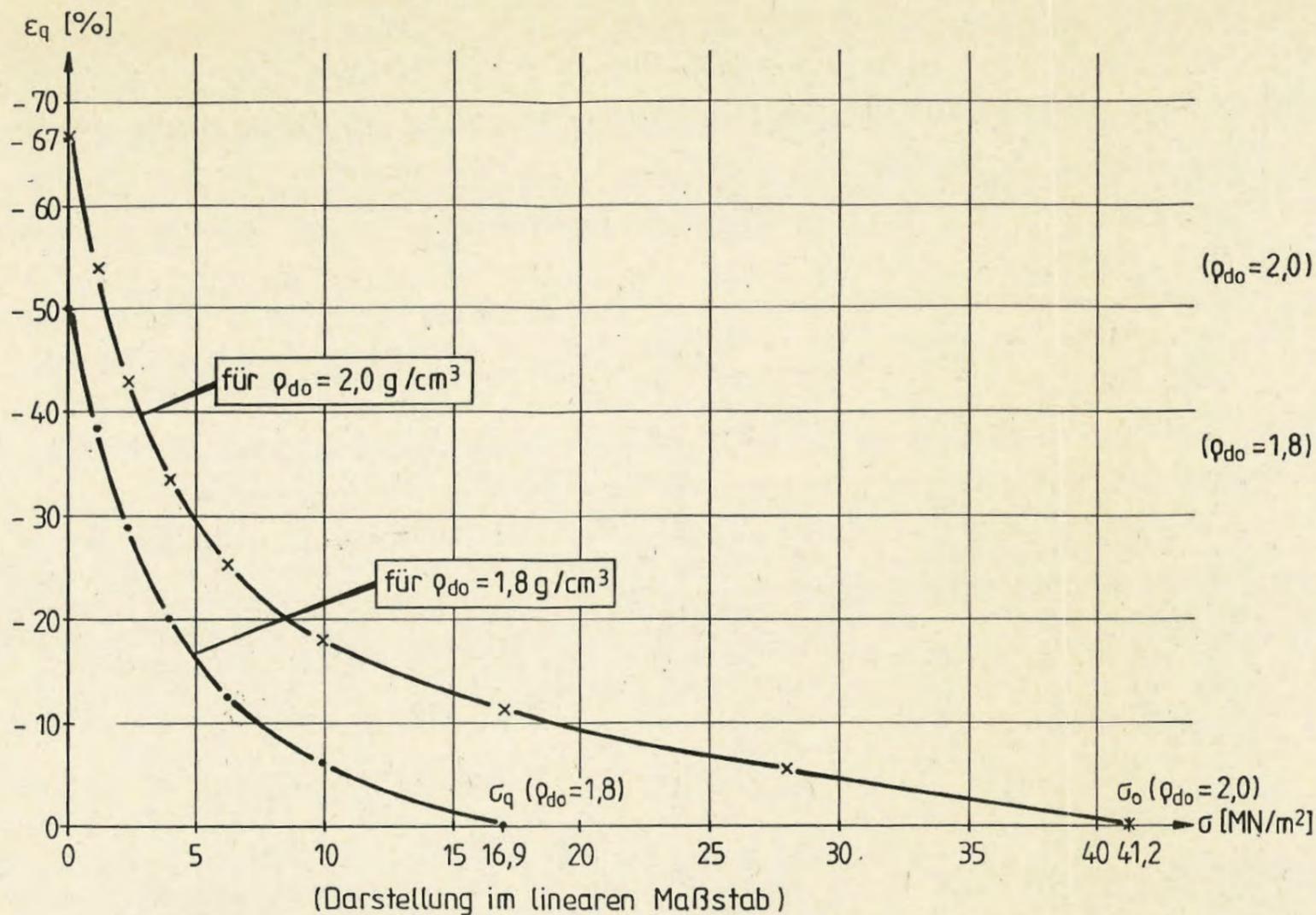
Mineralische Abdichtung - Variante B
 Hochverdichteter Bentonit
 Versuchsergebnisse

Verhältnis Quelldruckänderung Δq / Wasserdruckänderung Δp in Abhängigkeit von der reduzierten Trockendichte (Versuchsergebnisse)

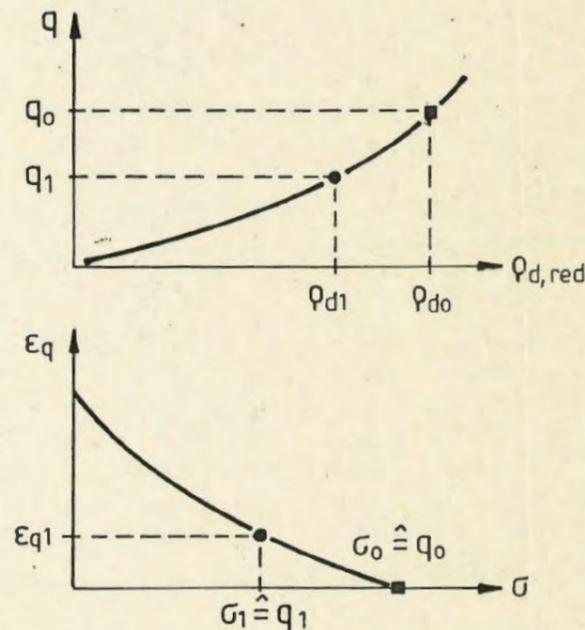
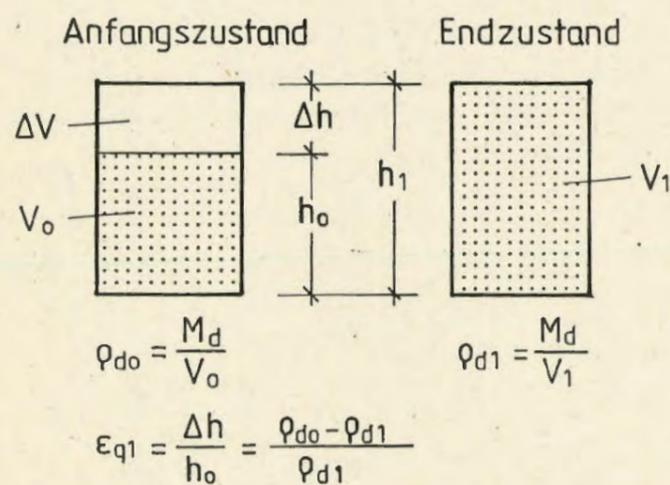


ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Beziehung zwischen der Quilldehnung und der Spannung (aus Versuchsergebnissen abgeleitet)



Versuchsergebnisse
(s. Abb. D-6.1)

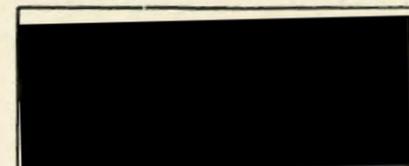
abgeleitete
 $\sigma - \epsilon_q$ -Beziehung

Die dargestellten $\sigma - \epsilon_q$ -Linien basieren auf der in Abb. D-6.1 dargestellten $q - \rho_{d,red}$ -Linie für den Wasserdruck 1 bar.

Abb. D - 6.2

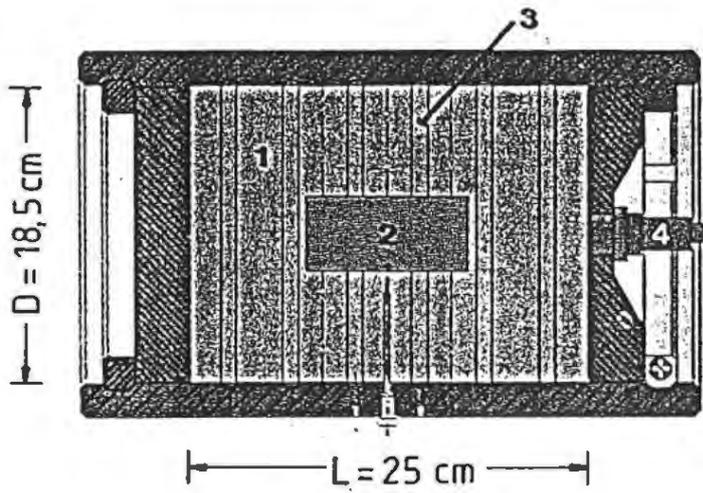
Mineralische Abdichtung - Variante B
Hochverdichteter Bentonit
Spannungs - Quilldehnungs - Beziehung

Ableitung der $\sigma - \epsilon_q$ - Beziehung aus den Versuchsergebnissen



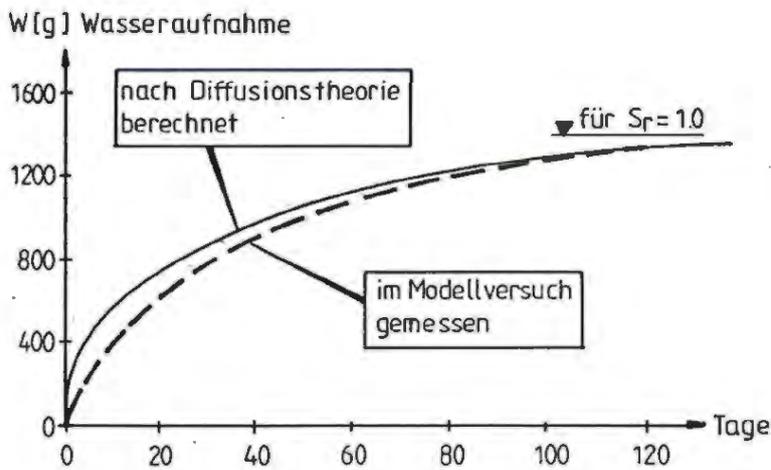
ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

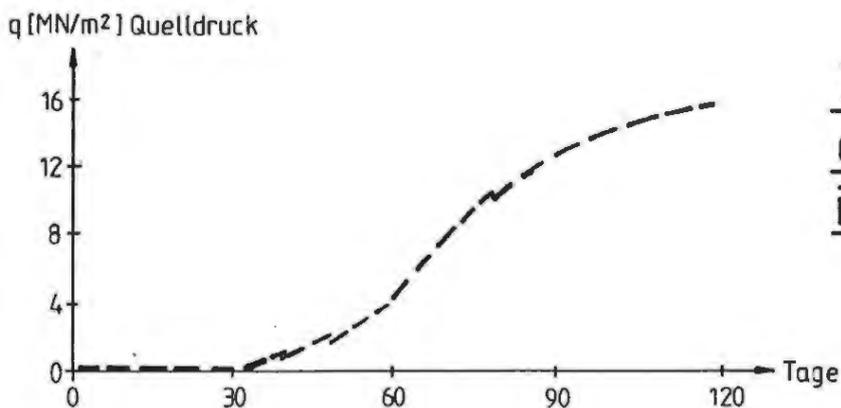


- 1 hochverdichteter Bentonit (Trockendichte ca. $1,8 \text{ g/cm}^3$)
- 2 Modellkanister
- 3 Filterstreifen
- 4 Druckmessdose

Längsschnitt durch den Versuchszylinder



Wasseraufnahme des hochverdichteten Bentonits in Abhängigkeit von der Zeit



Zeitliche Entwicklung des Quelldruckes im Modellversuch

Die dargestellten Ergebnisse des Modellversuchs wurden der Unterlage [12] entnommen.

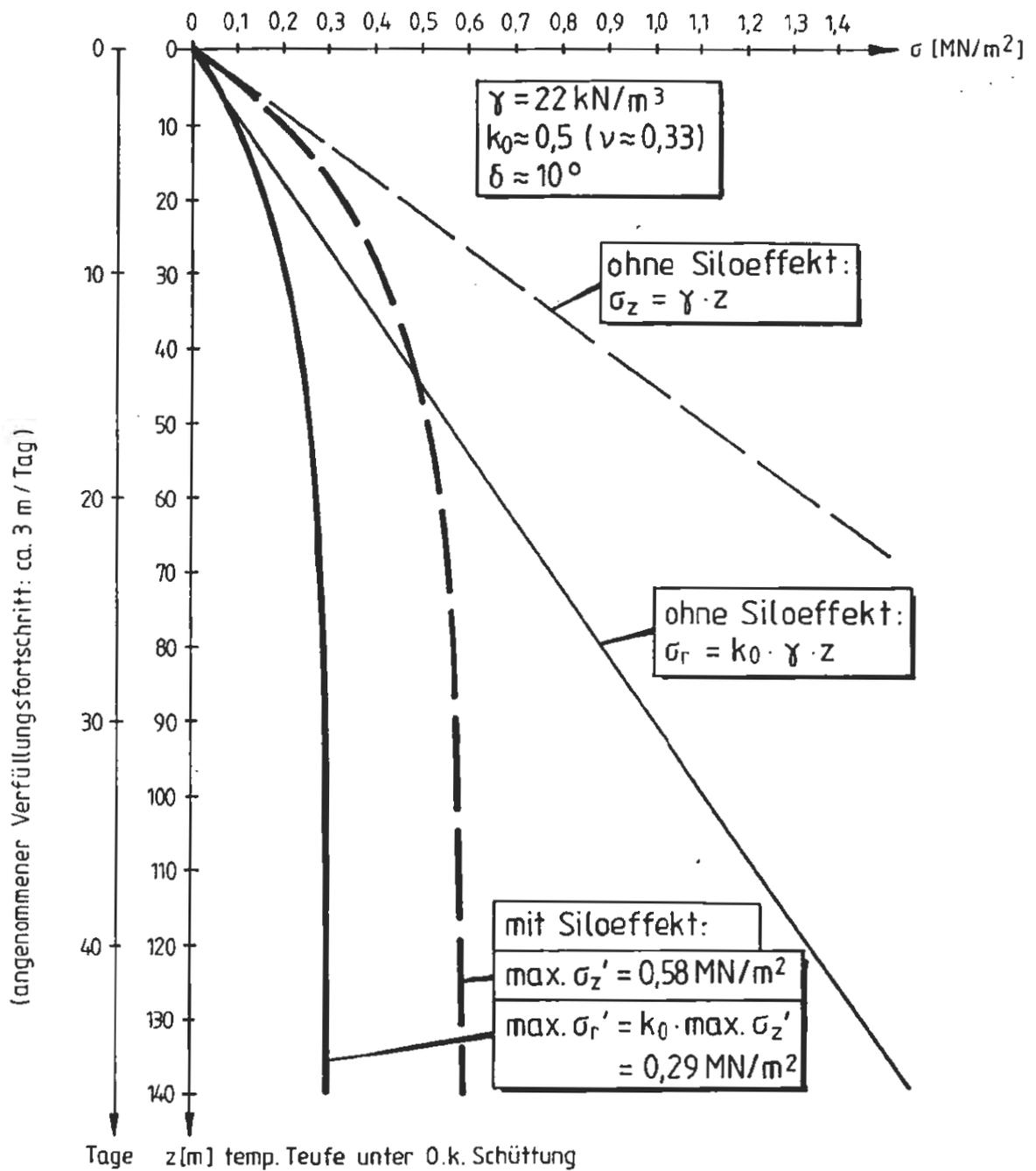
Abb. D - 6.3

Mineralische Abdichtung - Variante B
Hochverdichteter Bentonit
Ergebnisse eines Modellversuchs



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Spannungen bei Berücksichtigung des Siloeffektes:

$$\sigma_z' = \frac{\gamma \cdot R}{2 \cdot k_0 \cdot \tan \delta} \cdot \left[1 - e^{-\frac{2 \cdot k_0 \cdot \tan \delta}{R} \cdot z} \right] \quad \sigma_r' = k_0 \cdot \sigma_z'$$

Spannungen in der Kernverfüllung ohne Quellen des Bentonitringes

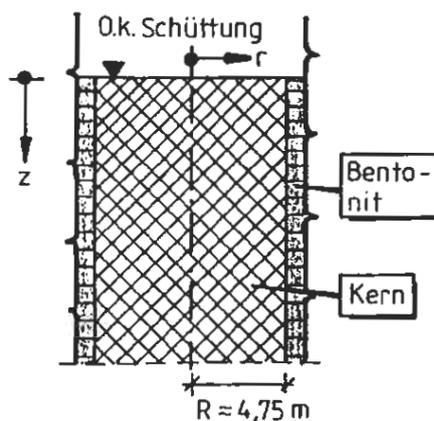


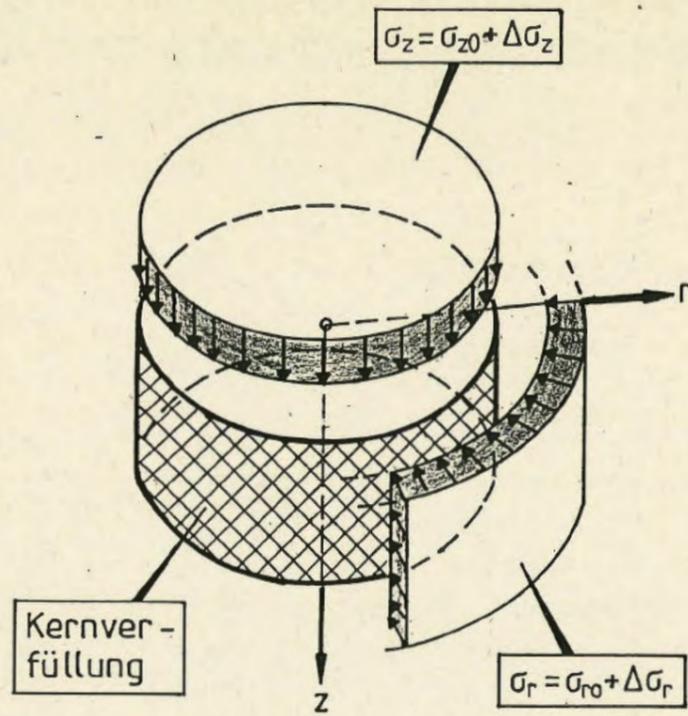
Abb. D - 6,4

Mineralische Abdichtung - Variante B
Spannungen in der Verfüllung ohne Quelleinfluß



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Spannungen vor dem Quellen des Bentonitringes:

$$\sigma_{z0} \leq \max \sigma_z' \approx 0,6 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{r0} \leq \max \sigma_r' \approx 0,3 \text{ MN/m}^2$$

(s. Abb. D-6.4)

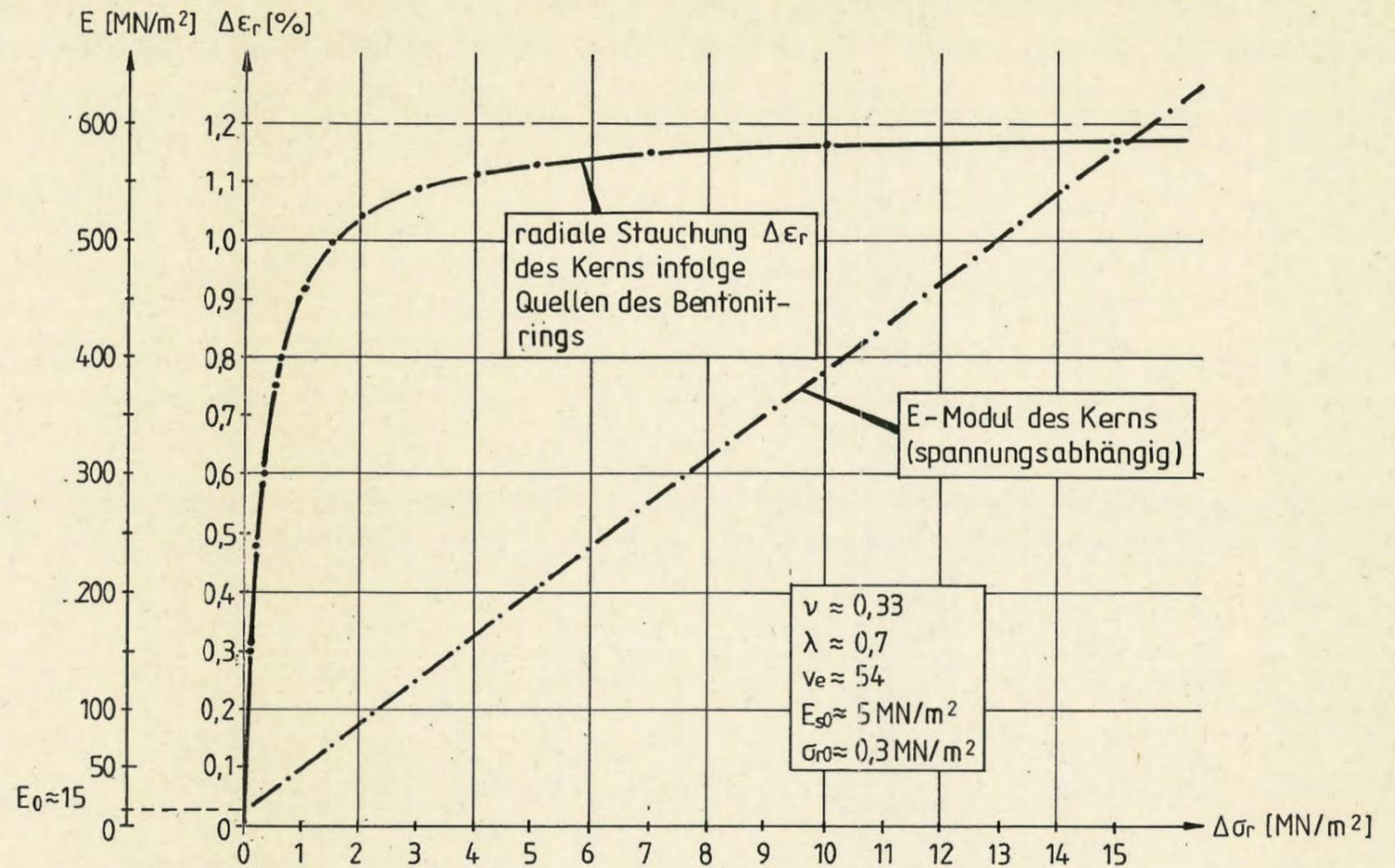
Spannungen und Dehnungen infolge Quellen des Bentonitringes:

$$\Delta \epsilon_r = \frac{1}{E} \cdot [(1 - \nu) \cdot \Delta \sigma_r - \nu \cdot \Delta \sigma_z]$$

$$\Delta \epsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\Delta \sigma_z - 2 \cdot \nu \cdot \Delta \sigma_r] \stackrel{!}{=} 0$$

Annahme verhinderter Vertikal-
dehnung $\Delta \epsilon_z \rightarrow \Delta \sigma_z = 2 \cdot \nu \cdot \Delta \sigma_r$

$$\Delta \epsilon_r = \frac{\Delta \sigma_r}{E} \cdot [1 - \nu - 2\nu^2]$$



Radiale Stauchung und E-Modul der Kernverfüllung in Abhängigkeit von der quellbedingten Radialspannung

aus Versuchen (█ - Bentonit-Füller-Kies-Gemisch):

$$E_s = E_{s0} + v_e \cdot \sigma \quad \text{mit } E_{s0} \approx 5 \text{ MN/m}^2 \text{ und } v_e \approx 54$$

$$E = \lambda \cdot E_s \quad \text{mit } \lambda = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \approx 0,7$$

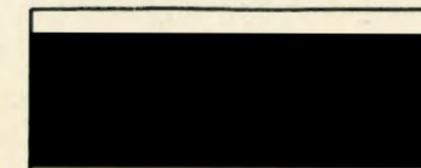
$$E = \lambda \cdot (E_{s0} + v_e \cdot \sigma)$$

in radialer Richtung: $\sigma_r = \sigma_{r0} + \Delta \sigma_r$

$$\Delta \epsilon_r = \frac{\Delta \sigma_r}{\lambda \cdot [E_{s0} + v_e \cdot (\sigma_{r0} + \Delta \sigma_r)]} \cdot [1 - \nu - 2\nu^2]$$

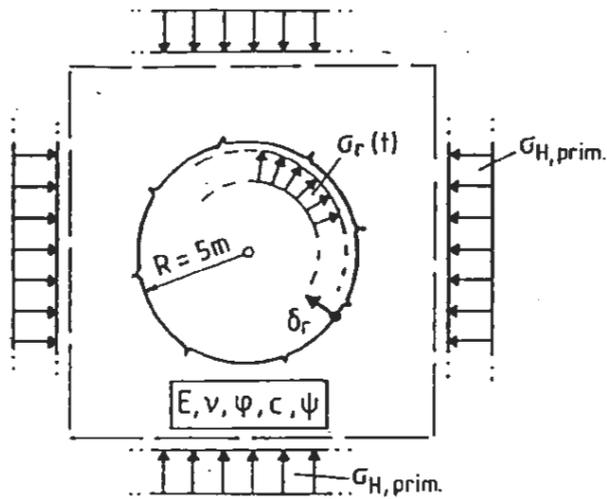
Abb. D - 65

Mineralische Abdichtung - Variante B
Verformung der Kernverfüllung infolge
quellbedingter Radialspannungen



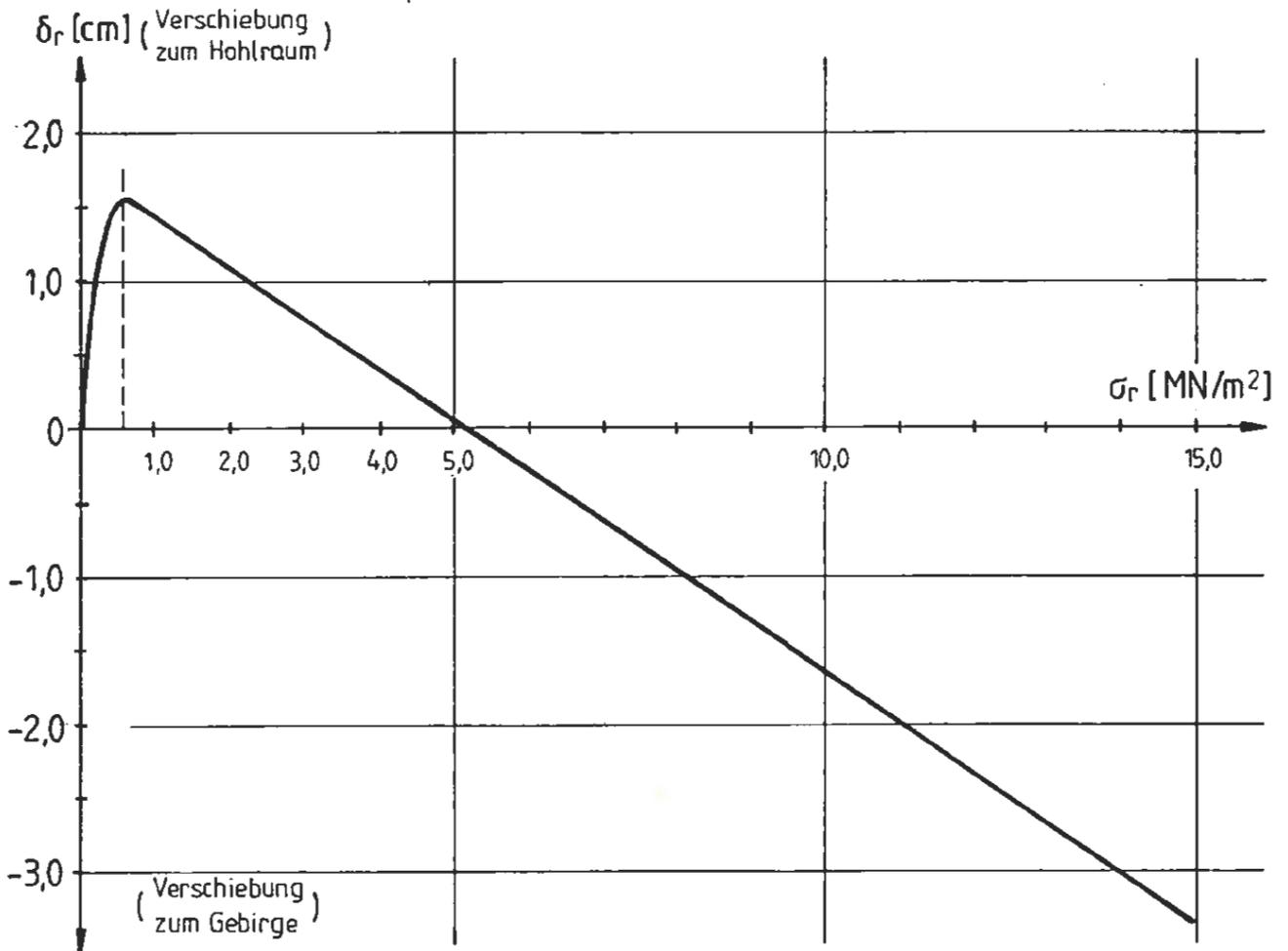
ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Annahmen:

- Teufenbereich 350 m (Mittelalb, Schacht Konrad 2)
- Stützdruckentwicklung in der Anfangsphase wie in Abb. D-5.3
- Kennwerte wie im Fall KSVAV (vgl. Abb. D - 5.4)
- $\delta_r = 0$ bei Beginn der Verfüllung



Gebirgskennlinie (aus Abb. D - 5.6)

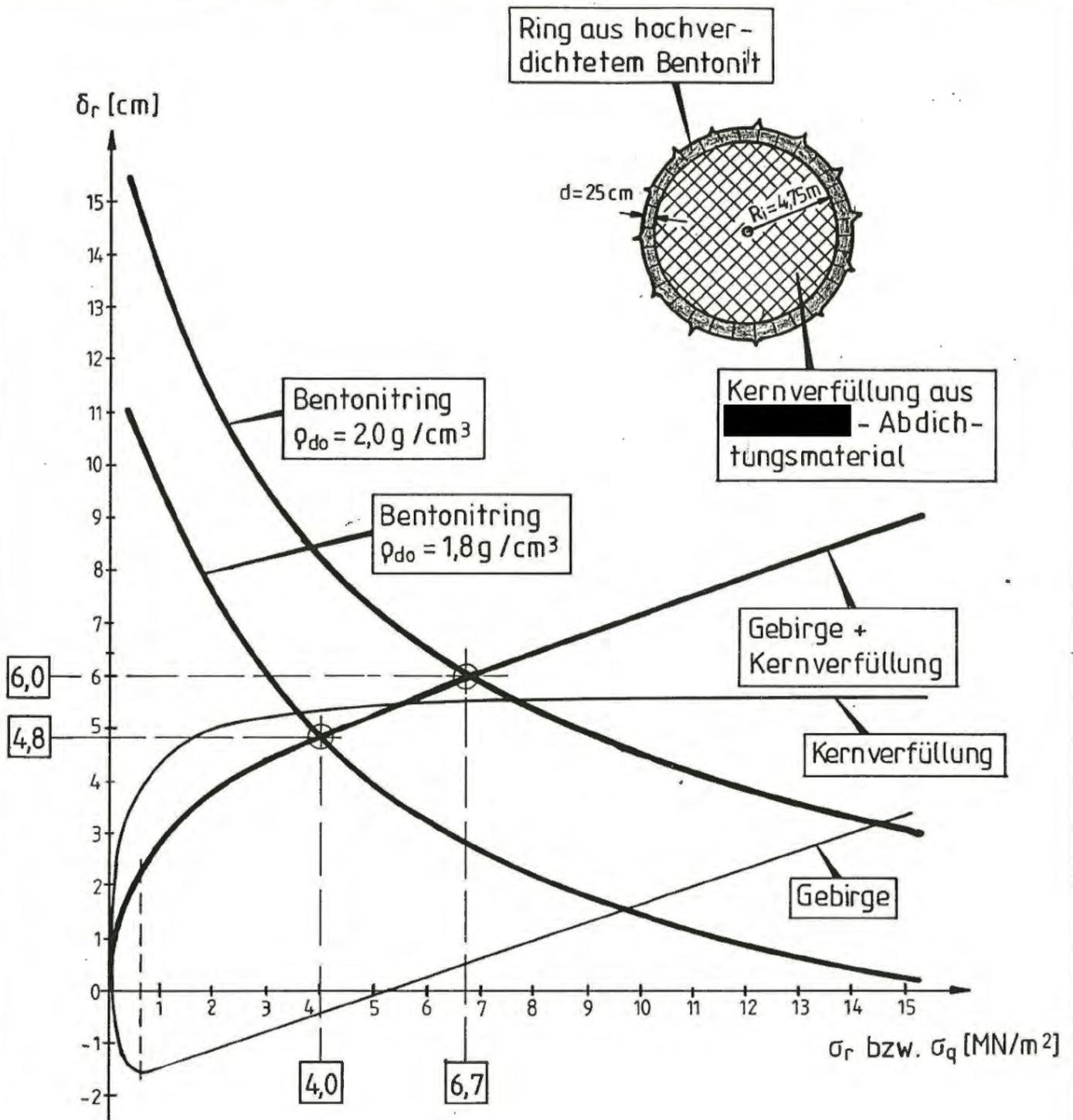
Abb. D - 6.6

Mineralische Abdichtung - Variante B
 Radialverschiebung der Schachtwand mit
 zunehmendem Stützdruck



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Kennlinien des Bentonitringes, des Gebirges und der Kernverfüllung

Abb. D - 6.7

Mineralische Abdichtung - Variante B
Ermittlung des wirksamen Quelldrucks



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

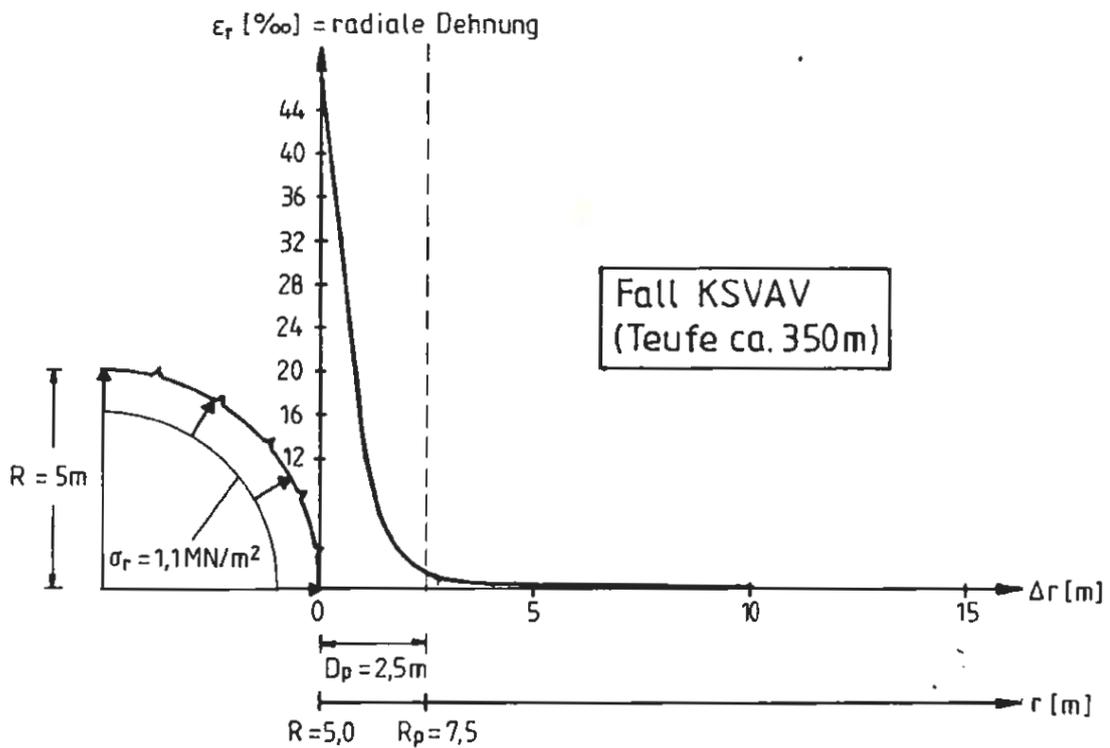
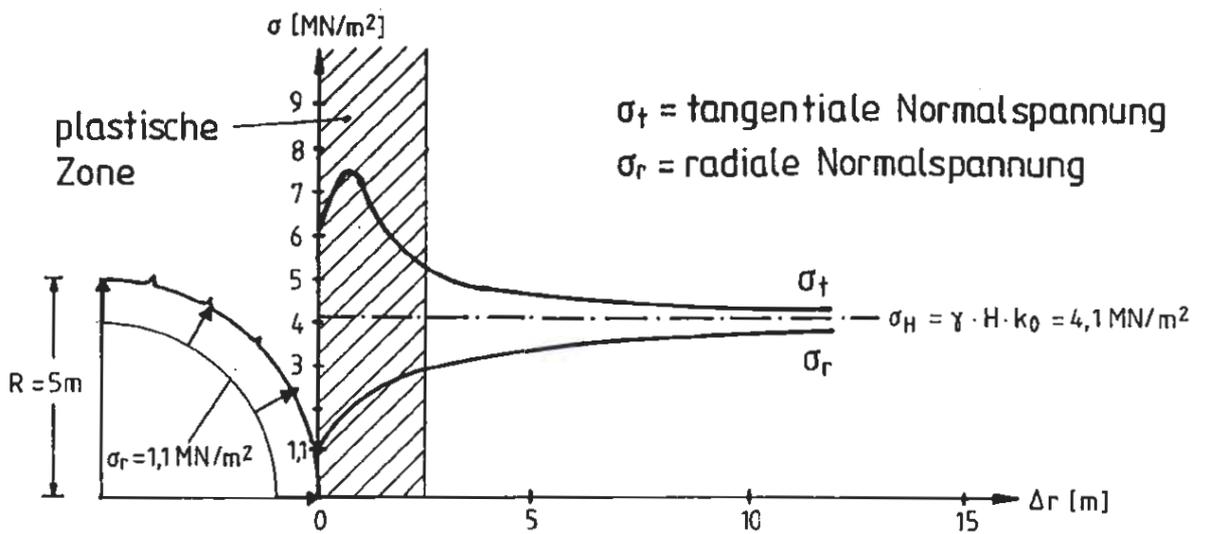


Abb. D - 7.1

Spannungen, plastische Zone und Dehnungen,
Fall KSVAV, 12. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

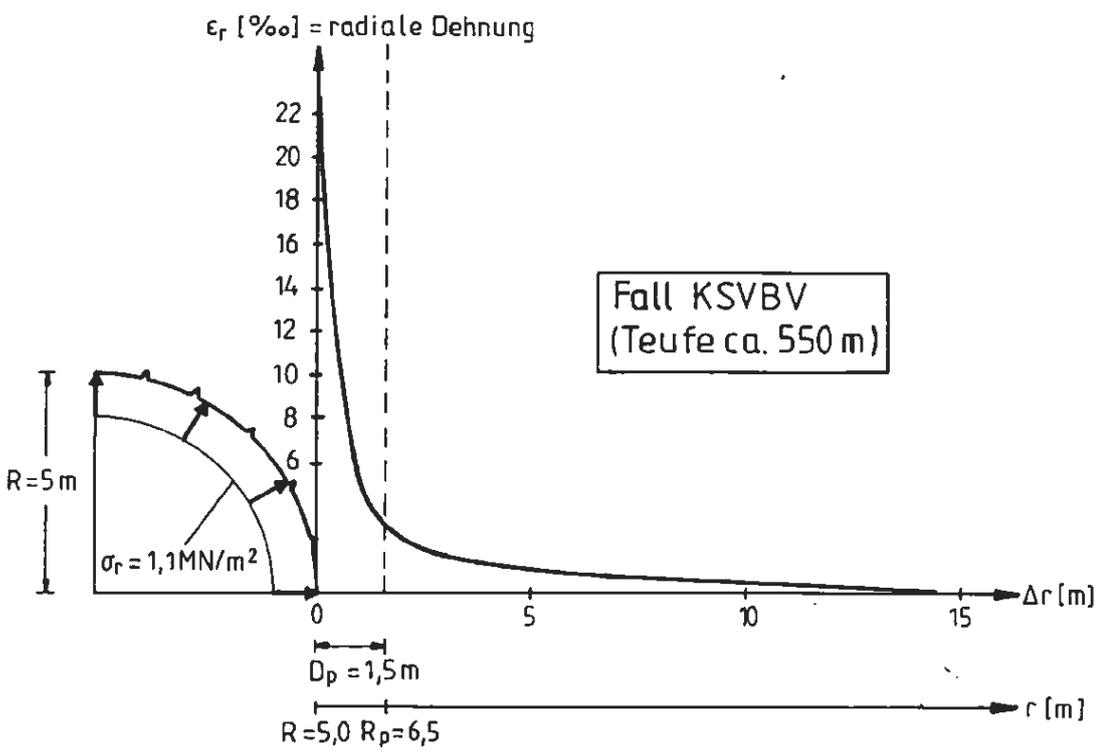
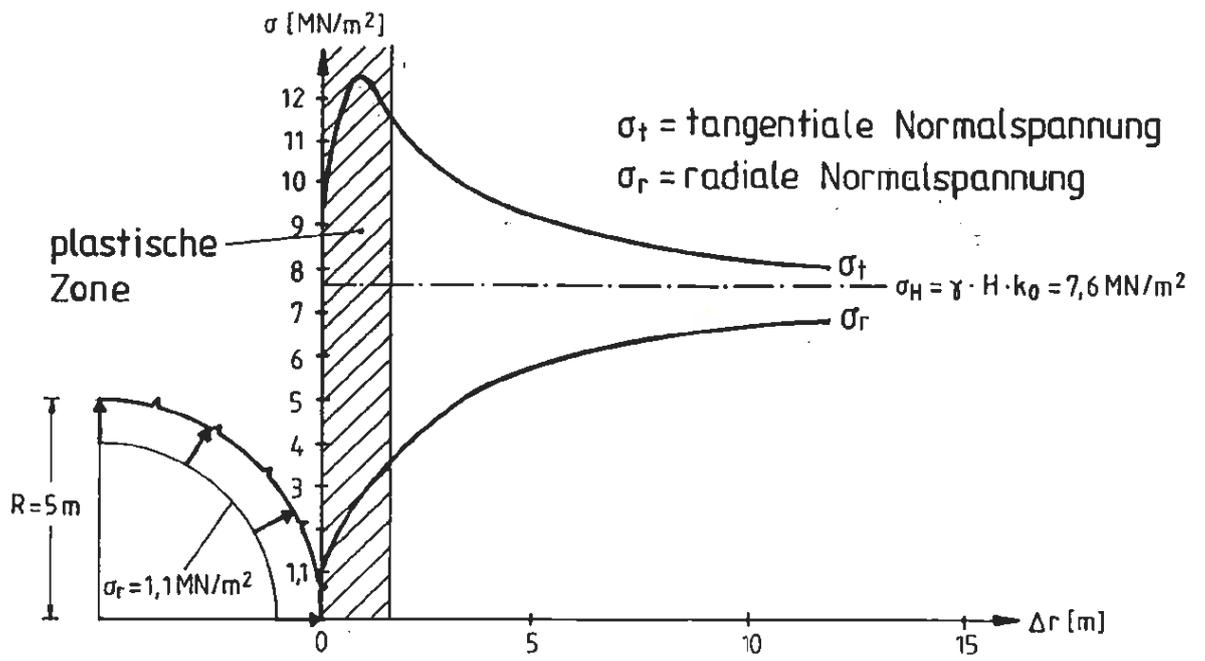


Abb. D - 7.2

Spannungen, plastische Zone und Dehnungen,
 Fall KSVBV, 12. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

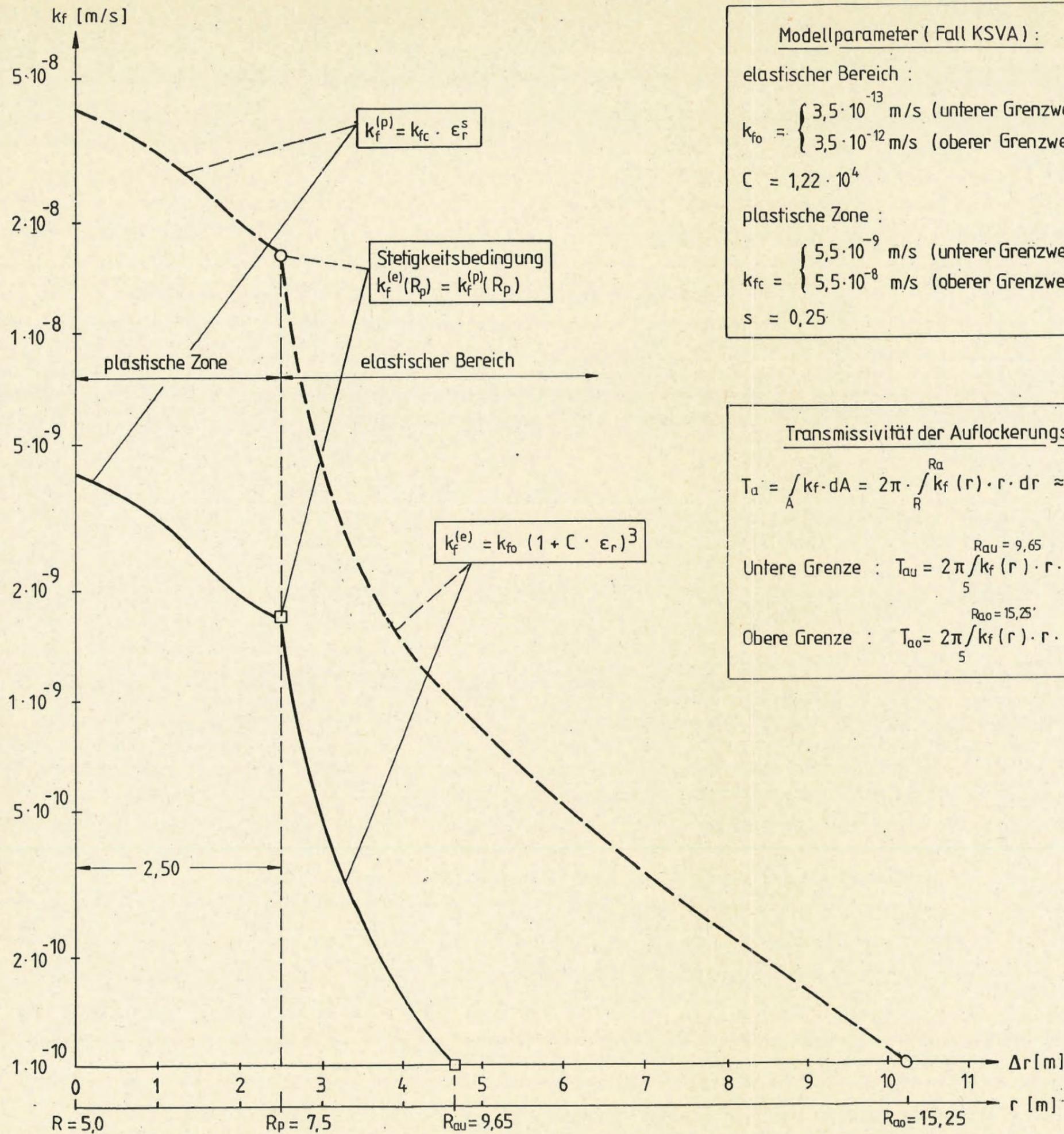


Abb. D - 7.3

Wasserdurchlässigkeit und Transmissivität der Auflockerungszone, Fall KSVAV, 12. Rechenschritt

		ENDLAGER KONRAD Schachtverfüllung
--	--	---

Modellparameter (Fall KSVB)

elastischer Bereich :

$$k_{f0} = \begin{cases} 3,5 \cdot 10^{-13} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 3,5 \cdot 10^{-12} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$$C = 4,5 \cdot 10^3$$

plastische Zone :

$$k_{fc} = \begin{cases} 8,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s (unterer Grenzwert)} \\ 8,9 \cdot 10^{-8} \text{ m/s (oberer Grenzwert)} \end{cases}$$

$$s = 0,25$$

Transmissivität der Auflockerungszone

Untere Grenze : $T_{au} = \frac{2\pi}{5} \int_{r_{au}}^{r_{ao}} \frac{r \cdot dr}{k_f(r)} = 1,4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ (with $T_{au} = 9,65$)

Obere Grenze : $T_{ao} = \frac{2\pi}{5} \int_{r_{ao}}^{r_{au}} \frac{r \cdot dr}{k_f(r)} = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ (with $T_{ao} = 16,6$)

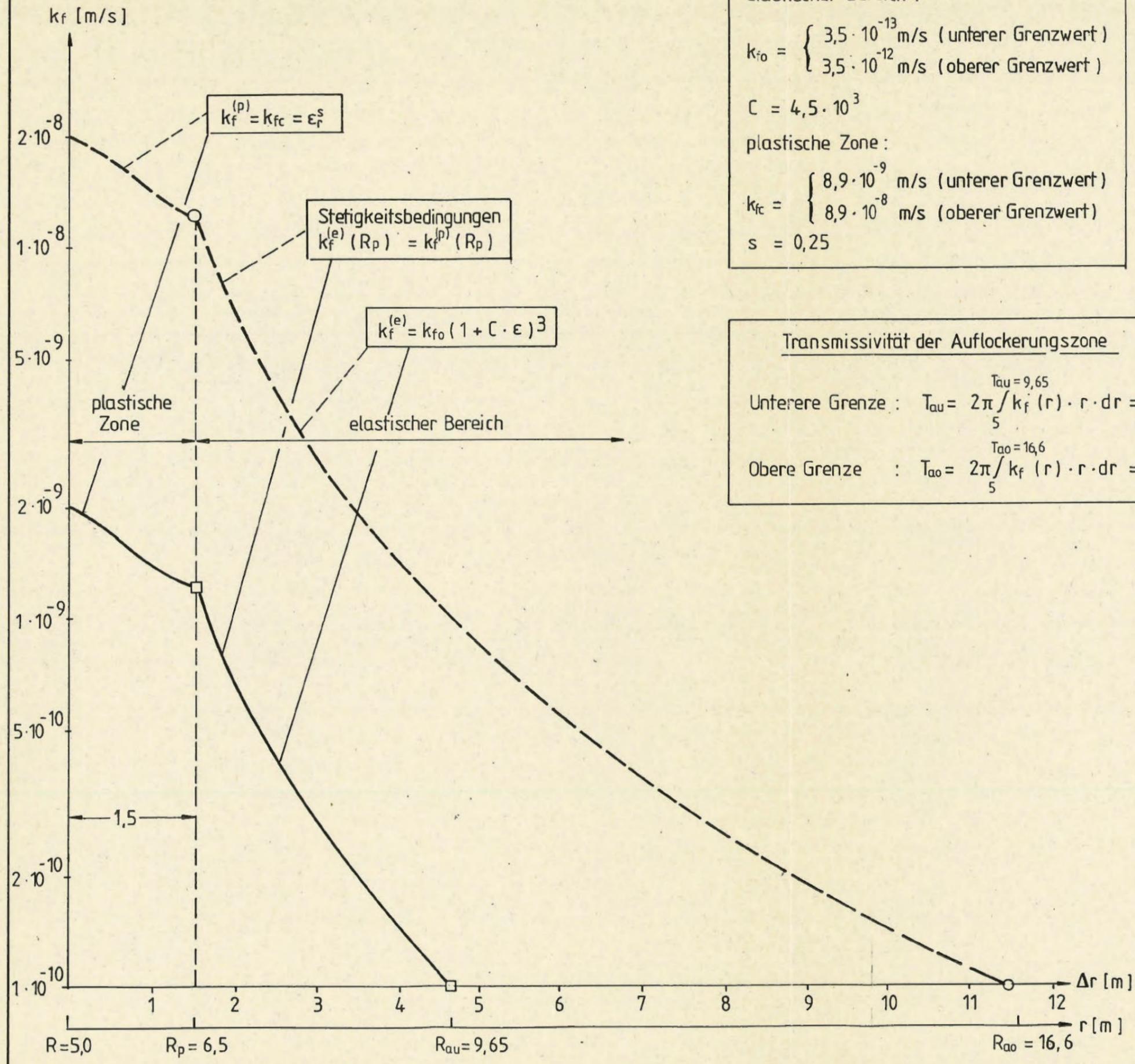


Abb. D - 74

Wasserdurchlässigkeit und Transmissivität der Auflockerungszone, Fall KSVBV, 12. Rechenschritt



ENDLAGER KONRAD

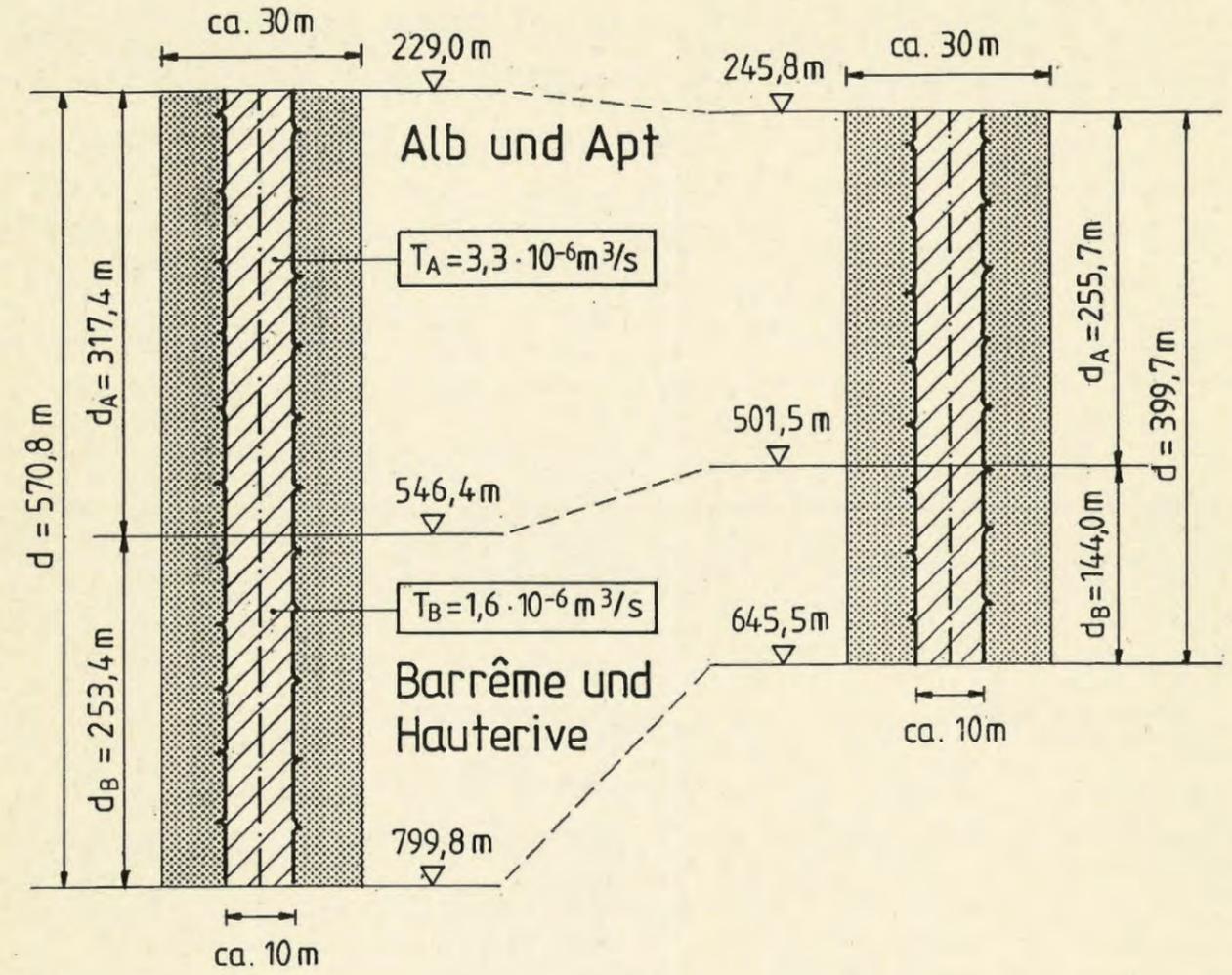
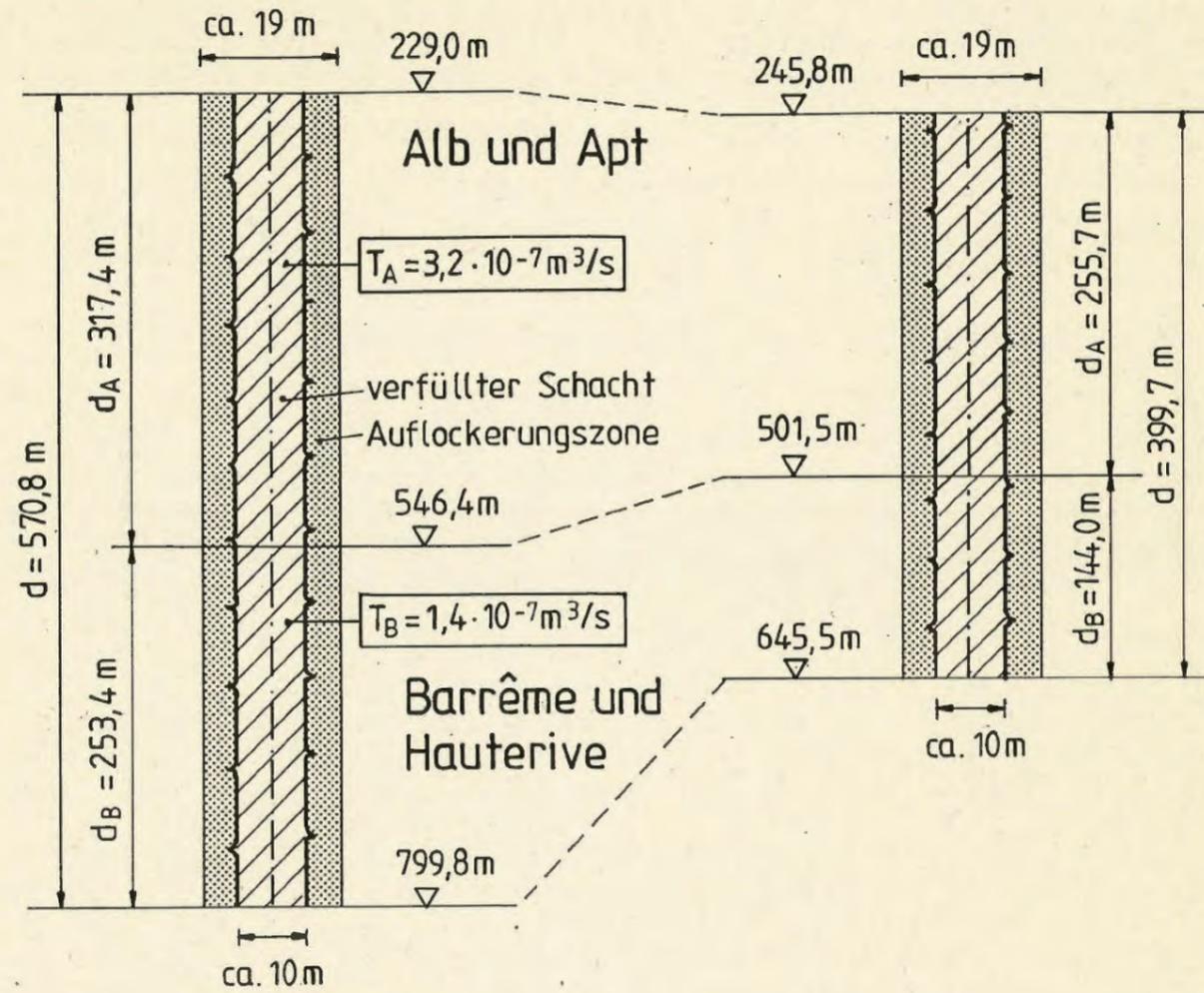
Schachtverfüllung

Konrad 1

Konrad 2

Konrad 1

Konrad 2



$\bar{T}_1 = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$
(unterer Grenzwert)

$\bar{T}_2 = 2,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$
(unterer Grenzwert)

$\bar{T}_1 = 2,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$
(oberer Grenzwert)

$\bar{T}_2 = 2,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$
(oberer Grenzwert)

Ermittlung der mittleren Transmissivität:

allgemeiner Fall: $\frac{1}{\bar{T}} = \frac{1}{d} \sum_i \frac{d_i}{T_i}$ mit $d = \sum_i d_i$
(gewichteter harmonischer Mittelwert)

vorliegender Fall: $\frac{1}{\bar{T}} = \frac{1}{d} \left(\frac{d_A}{T_A} + \frac{d_B}{T_B} \right) \Rightarrow \bar{T} = \frac{T_A \cdot T_B \cdot d}{T_A \cdot d_B + T_B \cdot d_A}$

Abb. D - 75

Mittlere Transmissivität der verfüllten Schächte und des umgebenden Gebirges im Bereich Unterkreide



ENDLAGER KONRAD
Schachtverfüllung

KÖRNUNGSKURVEN

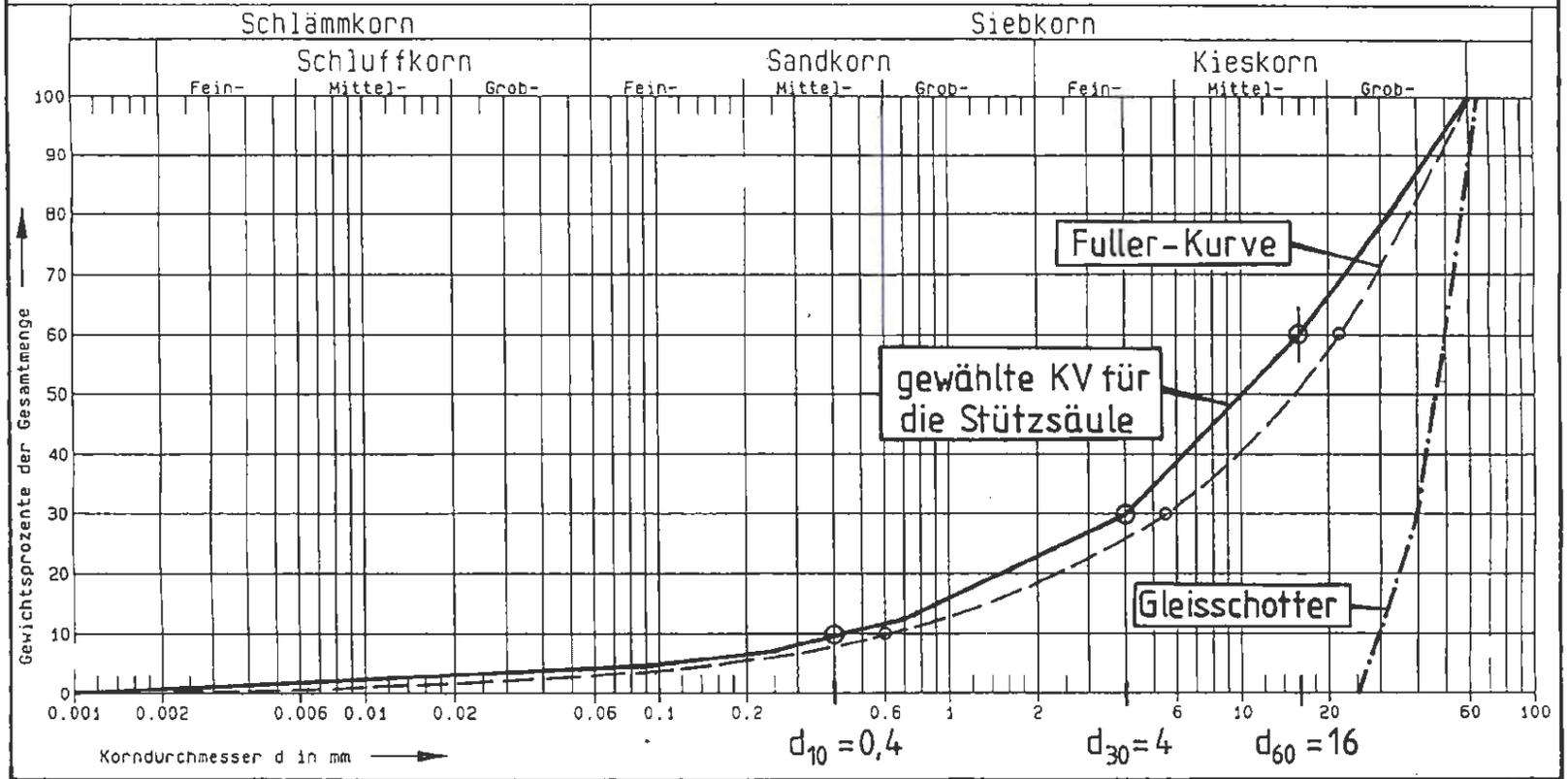


Abb. D - 8.1

Stützsäule
Kornverteilung und Kennwerte

Ungleichförmigkeitsgrad $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 40$ (Fuller-K.: 36)

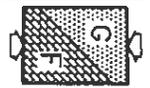
Krümmungszahl $C_k = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} = 2,50$ (Fuller-K.: 2,25)

Wasserdurchlässigkeit $k = \frac{100 \cdot d_{10} \text{ [cm}^2\text{]}}{C_u} = 0,004 \text{ cm/s} \hat{=} 4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

$\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$

$\varphi' = 40 \div 45^\circ$ ($c' = 0$)

$E_s = 100 \div 200 \text{ MN/m}^2$ (gebrochenes Material)



Schachtverteilung

ENDLAGER KONRAD

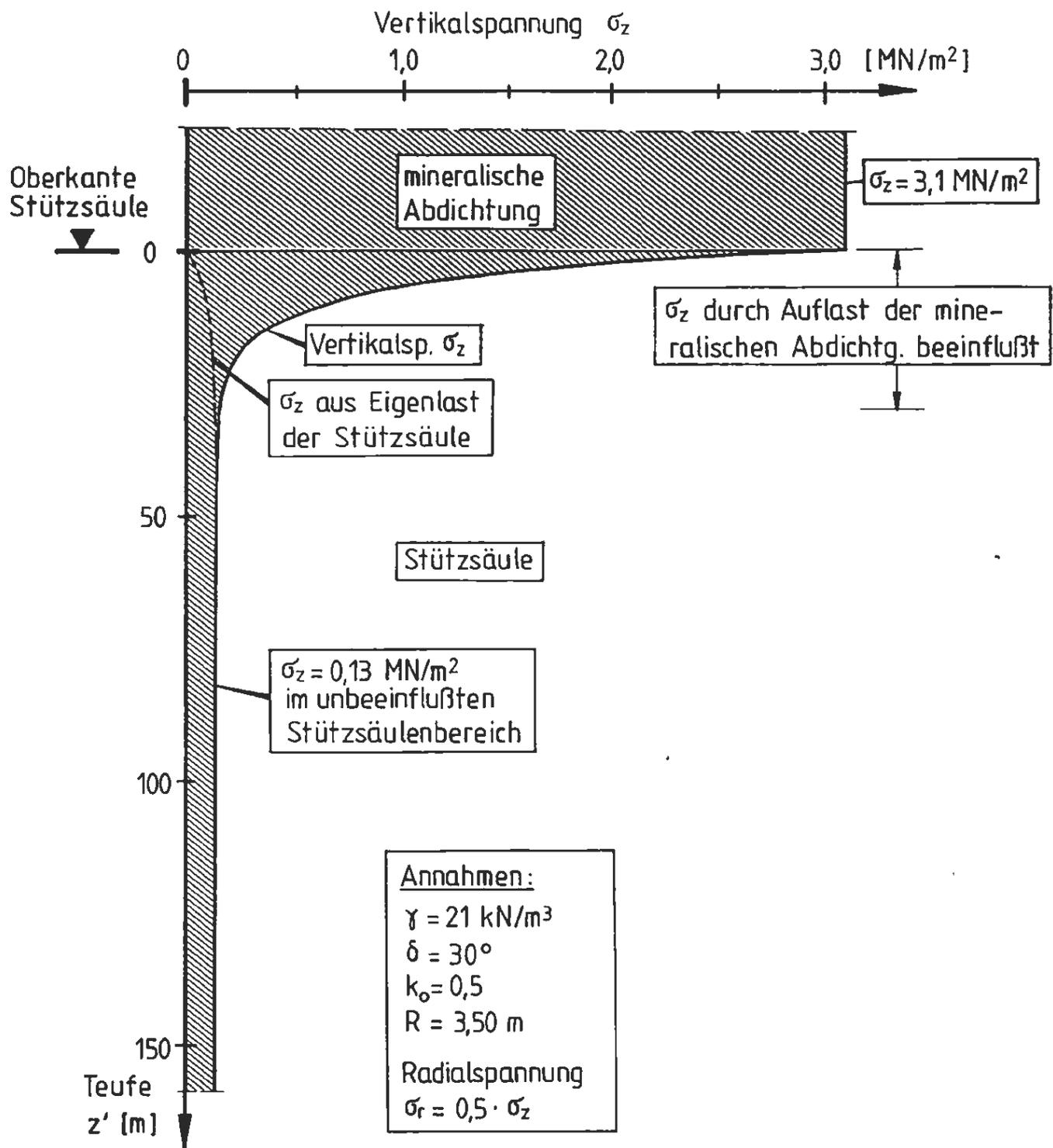


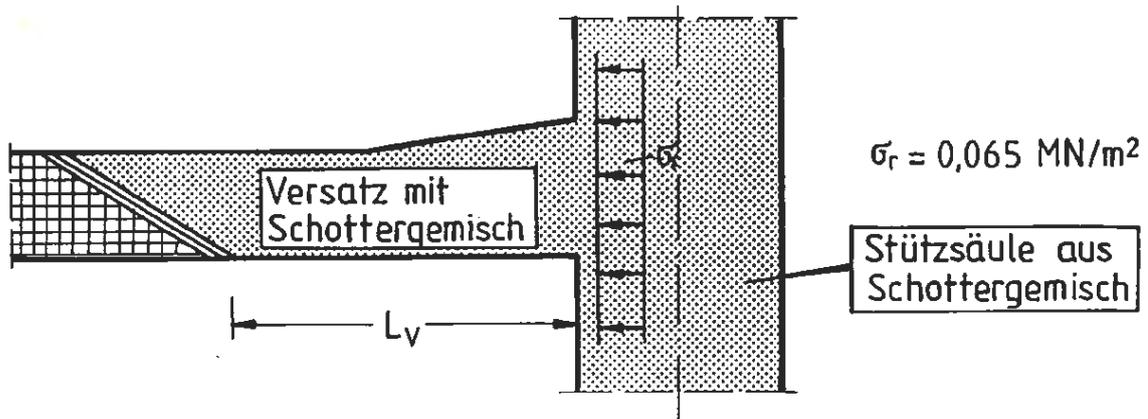
Abb. D - 8.2

Stützsäule
Verteilung der Vertikalspannungen

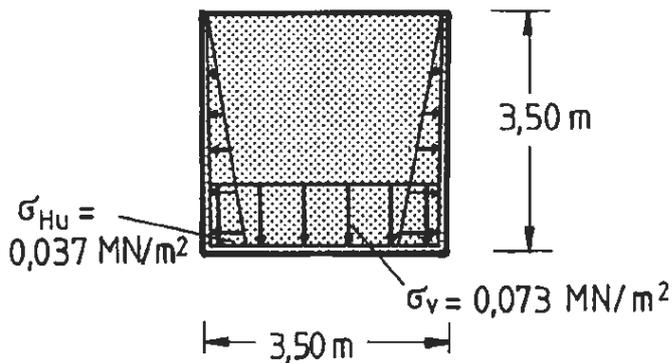


ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung



Verfüllung eines Schachtzuganges (Prinzipiskizze)



Idealisierter Streckenquerschnitt und Spannungen

Annahmen: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $\delta = 30^\circ$

Reibung in der Sohle: $T_{\text{Sohle}} = 0,073 \cdot 3,50 \cdot \tan 30^\circ = 0,1475 \text{ MN/lfdm}$

Reibung in den Stößen: $T_{\text{Stoß}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,037 \cdot 3,50 \cdot \tan 30^\circ = 0,0748 \text{ MN/lfdm}$

$$\Sigma T = 0,1475 + 0,0748 = 0,222 \text{ MN/lfdm}$$

Belastung aus σ_r : $F = 3,50^2 \cdot 0,065 = 0,796 \text{ MN}$

Erforderliche Versatzlänge: erf. $L_V = 0,796 / 0,222 = 3,6 \text{ m}$

gewählt: $L_V = 10 \text{ m}$

Abb. D - 8.3

Versatz eines Schachtzuganges
Statischer Nachweis



ENLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

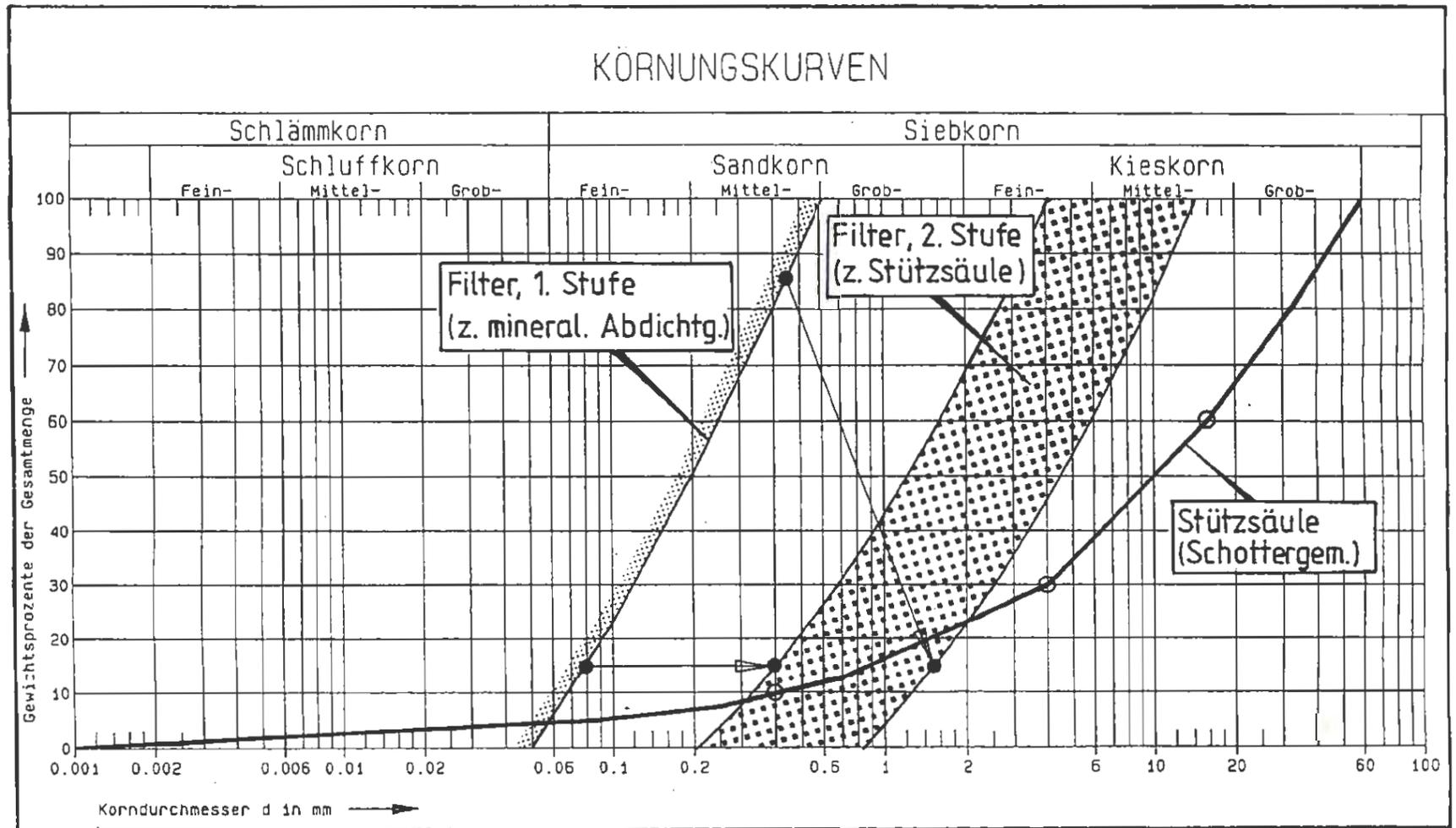


Abb. D - 8.4

Ausbildung des 2 - stufigen Filters zwischen mineralischer Abdichtung und Stützsäule

Kornverteilungen des Filters (1. und 2. Stufe) und der Stützsäule

- Auswahl der KV der 1. Filterstufe nach [21] gegenüber einem Ton
- Auswahl der KV der 2. Filterstufe nach den Filterkriterien von Terzaghi



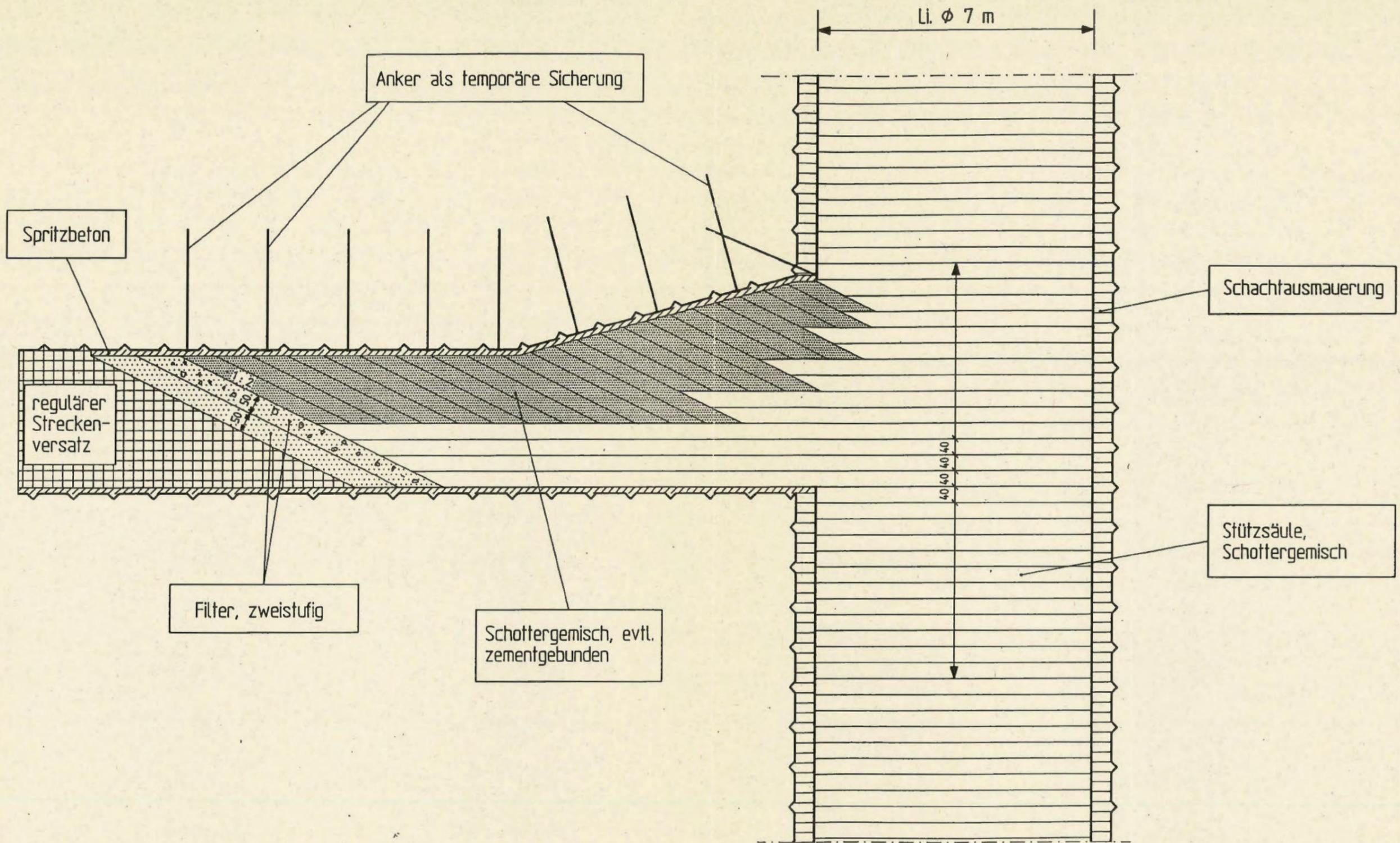


Abb. D - 9.1

Verfüllung im Bereich eines Schachtzuganges

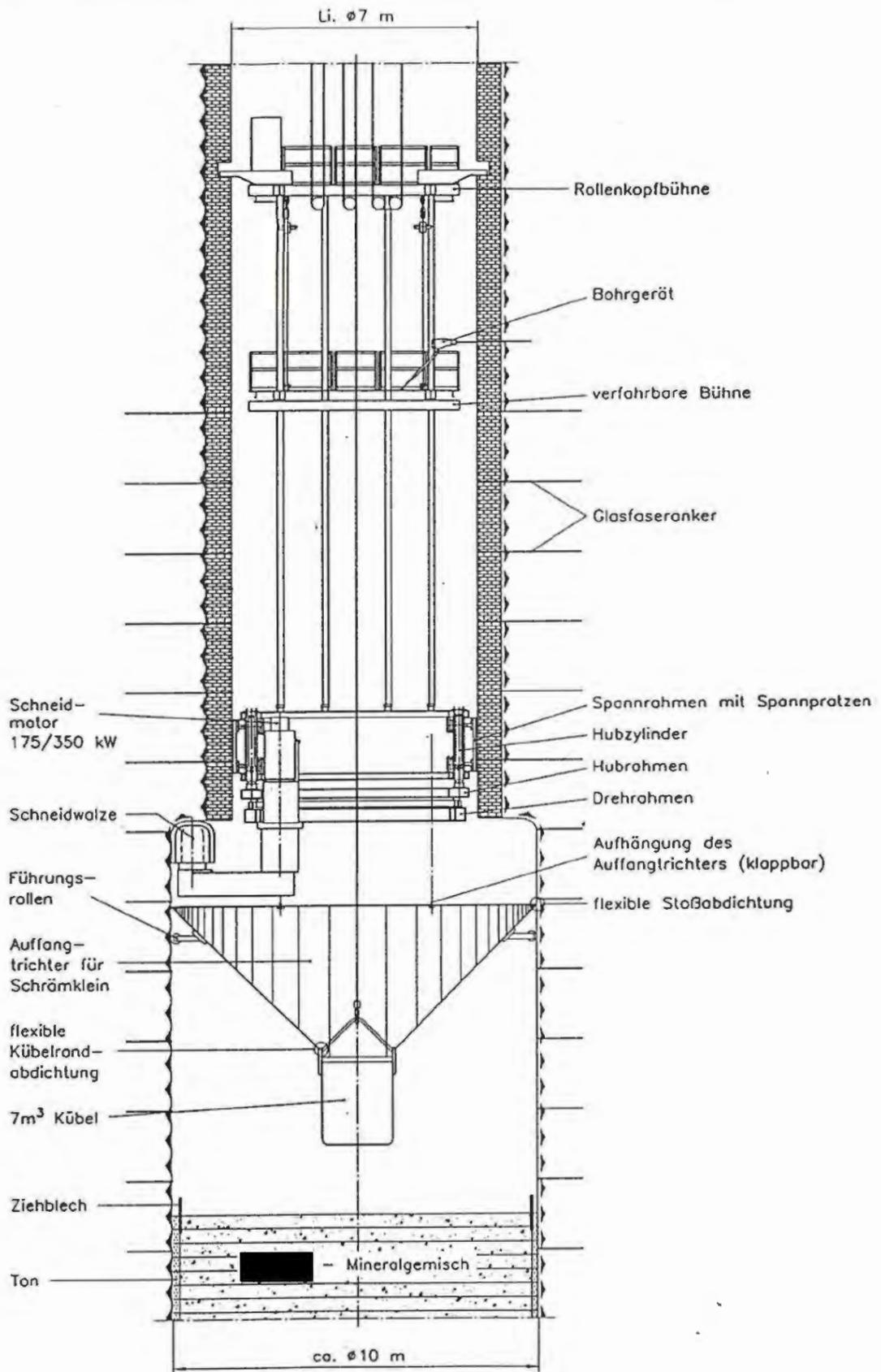


Abb. D - 9.2

Schachtaufweitungsfräse

- Prinzipskizze -

(nach einem Entwurf von [redacted])



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

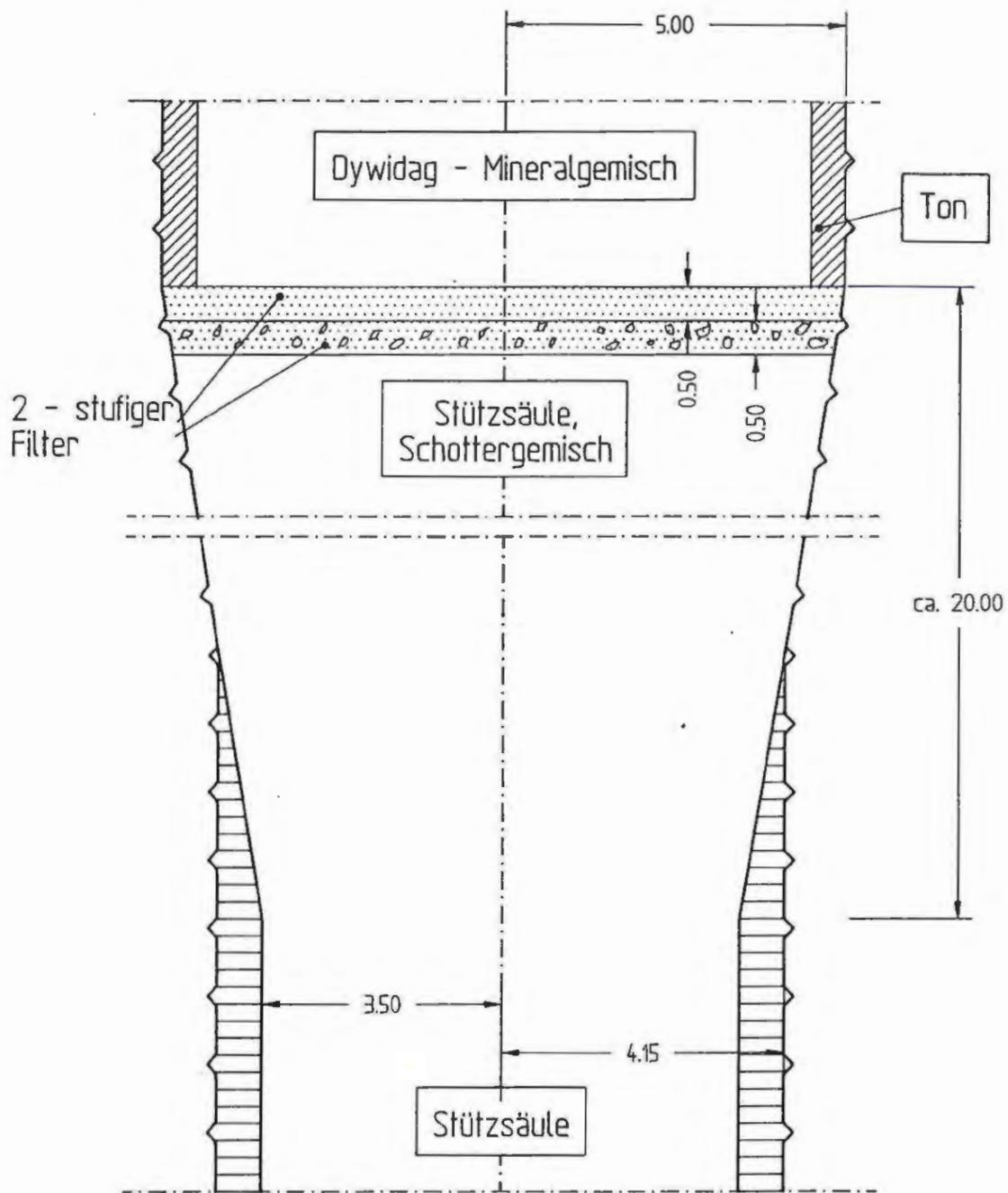


Abb. D - 9,3

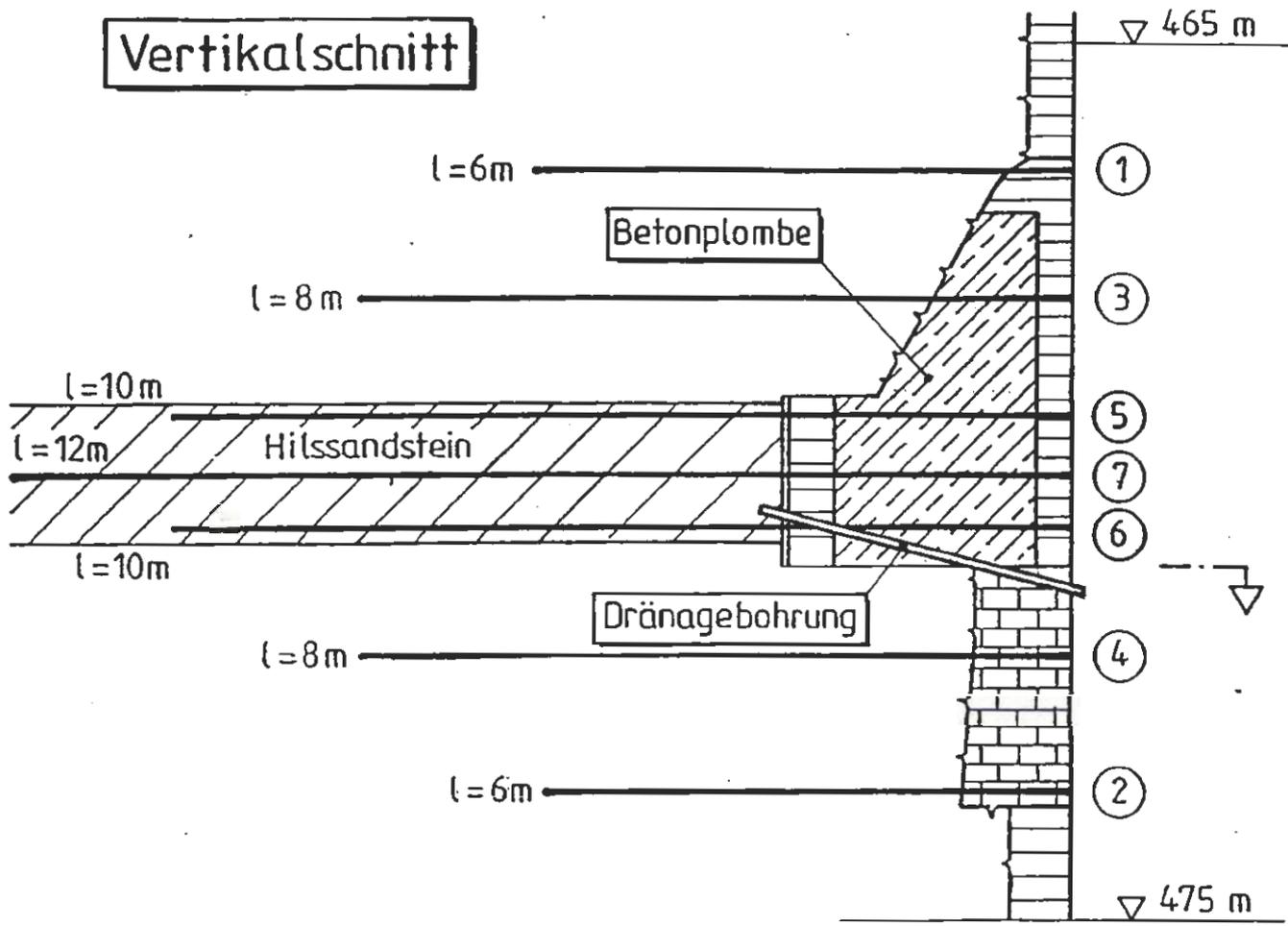
Übergang von der mineralischen Abdichtung zur Stützsäule



ENDLAGER KONRAD

Schachtverfüllung

Vertikalschnitt



Horizontalschnitt

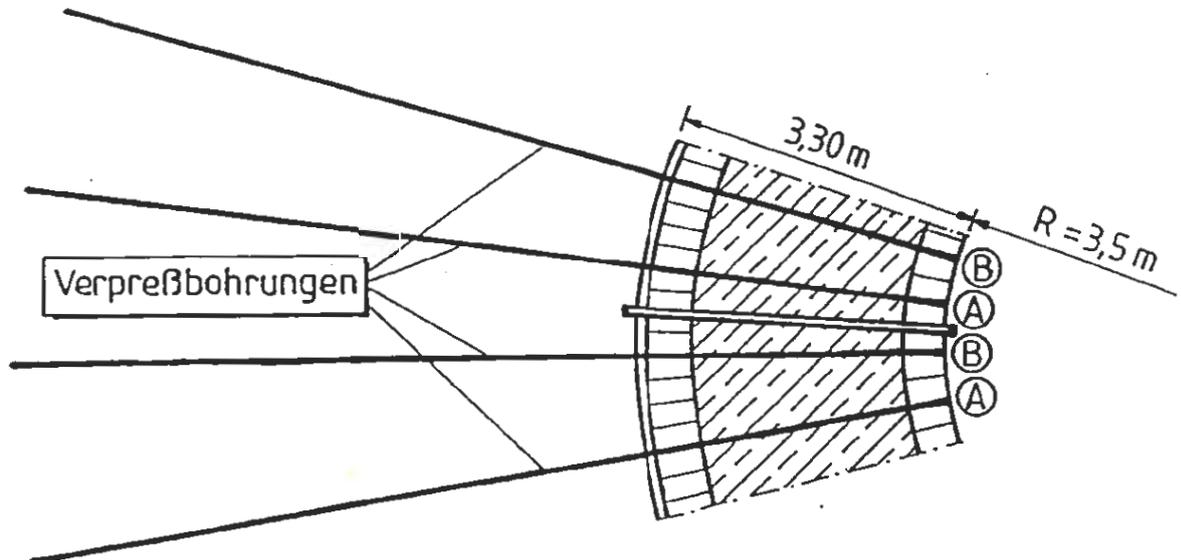


Abb. D - 9.4

Abdichtung und Verfestigung des Gebirges durch Einpressungen von Zementsuspensionen oder Kunstharzen



ENDLAGER KONRAD
Schachtverfüllung