Bodenstabilisierung mit Zement

Vergleichsuntersuchungen Labor - Feld

Stabilisations des sols au ciment
Essais comparatifs laboratoir - chantier

Betonstrassen AG, 5103 Wildegg
Linus B. Fetz

Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See
Bert Romer

Forschungsauftrag 25/80 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)

März 1988

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
	Zusammenfassung	7
	Résumé	9
1.	Forschungsauftrag	11
1.1	Problemstellung	11
1.2	Ziel des Forschungsauftrages	13
2.	Untersuchung	14
2.1	Untersuchungsmethodik	14
2.2	Untersuchungsprogramm	14
3.	Die Baustelle	16
4.	Der Boden	17
5.	Aufbereitung und Einbau	18
6.	Bodenmechanische Untersuchungen	20
6.1	Untersuchungen am Kornanteil kleiner 10 mm im Labor	20
6.1.1	Stabilisierungsprüfung	
6.1.2	Frosthebungsprüfung	
6.1.3	Durchlässigkeitsversuche	
6.1.4	Druckfestigkeitsentwicklung	
6.2	Laboruntersuchungen am Kornanteil kleiner 20 mm	29
6.2.1	Untersuchung nach PCA/ASTM	
6.2.2	Zusammenhang zwischen den Druckfestigkeiten aus den Untersuchungen mit Kornanteil kleiner 10 mm und kleiner 20 mm	

Seite

6.3	Feldproben	34
6.3.1	Feldkontrollproben mit Maximalkorn 10 mm	
6.3.2	Vergleich der Festigkeitsentwicklung der Labor- und Feldproben	
6.3.3	Bohrkerne	
6.3.4	Sekundärstruktur	
7.	Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen	39
7.1	Das Risseproblem	39
7.2	Problemkreis Feuchtigkeitsänderung-Schrumpfrisse	40
7.3	Problemkreis Temperaturänderungen-Kontraktionsrisse	42
7.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	46
8.	Untersuchungen LPM I, Gefügeaufbau und Gefügezustand Petrographisch-morphologische Untersuchungen	47
8.1	Grundsätzliches	47
8.2	Probenherstellung für Mikroskopie und Untersuchungen I	48
8.2.1	Dünnschliffpräparation (LPM-Code E 302)	
8.2.2, 8.2.3	Wasseraufnahmekoeffizienten, A-Werte (LPM-Code E 101)	
8.2.4, 8.2.5	Poren-Sättigungskennwerte (LPM-Code E 100)	
8.3	Gefügeanalyse und petrographisch-morphologische Gefügebeurteilung	51
8.3.1	Gefügeanalysen quantitativ, Porenanalysen, Bilddatenanalysen TAS-LPM	
8.3.2	Gefügebeurteilung qualitativ, Gefügequalität, petrographisch-morphologische Beurteilung	
8.3.3	Diagnostische Bestimmung der Frostempfindlichkeit aus Gefügeuntersuchungen I	
8.3.4	Auswertung aus dem Diagramm für die Frostempfindlichkeit	

Seite

9.	Prüfung LPM II, Physikalische Prüfung der Frostempfindlichkeit	59
9.1	Grundsätzliches	59
9.2	Probenherstellung	61
9.3	Physikalische Prüfung der Frostempfindlichkeit	61
9.4	Auswertung	61
10.	Ergebnisse, Gefügeuntersuchung petrographisch-morphologische Untersuchungen I und physikalische Prüfung II	63
11.	Zusammenfassung Labor - Feld, Ergebnisse und Ausblick	73
12.	Literaturverzeichnis	81

BEILAGENVERZEICHNIS

1. Stabilisierung von Böden mit Zement
2. Symbole und Prüfmethoden
3. Untersuchungskonzept
4. Untersuchungsprogramm
5. Situationsplan der Baustelle
6. Korngrössenverteilungen der Kiesgrube
7. Korngrössenverteilungen der Untersuchungen
8. Verdichtungs- und Dosierwerte für die Baustelle
9. Stabilisierungsprüfung am Kornanteil kleiner 10 mm
10. Frosthebungsversuche
11. Durchlässigkeitsmessapparat LABORPERM
12. Durchlässigkeitsversuche
13. Schema Prüfkörperherstellung für Festigkeitsentwicklung
14. Druckfestigkeitsentwicklung Laborproben 4.5 % pc
15. Druckfestigkeitsentwicklung Laborproben 8 % pc
16. Druckfestigkeitsentwicklung Laborproben 11.5 % pc
17. Daten Druckfestigkeitsprüfung mit Wasserlagerung
18. Daten Druckfestigkeitsprüfung ohne Wasserlagerung
19. Untersuchungen am Kornanteil kleiner 20 mm
20. Zusammenhang der Druckfestigkeiten der kleinen und grossen Proben
21. Druckfestigkeitsentwicklung der Feldproben
22. Vergleich Druckfestigkeitsentwicklung Labor- und Feldproben sowie Bohrkerne
23. Prozentuale Druckfestigkeitsentwicklung
24. Korngrössenverteilung und Sekundärstruktur
25. Konzept kontraktionsrissefreie Stabilisierung
26. Schema Gefügeanalyse und Untersuchungen I, LPM
27. Datenblatt: Mikroskopische Analyse TAS/LPM
28. Beurteilung der Morphologie MOQ und MO1

29. Kennwerte MOQ
30. Kennwerte MO1
31. Frostempfindlichkeit und Gefügequalität (BFQ-Klasse)
32. Schema Frostempfindlichkeit, Physikalische Prüfung II, LPM
33. Prüfung der Frostempfindlichkeit II nach D-R
34. Zusammengefasste Untersuchungsergebnisse LPM

ANHANG

Fotobeilage: Kiesgrube, Aufbereitung und Einbau

ZUSAMMENFASSUNG

Das Stabilitäts- und Festigkeitsverhalten von grobkörnigem Boden wird im Labor normalerweise an einer anderen Materialstruktur geprüft als sie tatsächlich im Bauwerk vorhanden ist. Es sind somit Modellversuche. Ziel des vorliegenden Forschungsauftrages war es daher, die Eigenschaften eines mit Zement im Labor stabilisierten Bodens mit jenen im Bauwerk bezüglich der Materialstruktur, der Frostempfindlichkeit und der Festigkeit zu vergleichen. Aus den gewonnenen Erkenntnissen soll es möglich sein, genauere Voraussagen aus den Laborspezifikationen für die Einbaustrategie abzuleiten, um die massgebenden Parameter wie Verdichtung, Wassergehalt und Bindemitteldosierung so zu steuern, dass die gestellten Erwartungen an den Gebrauchswert und die Gebrauchsdauer des Bauwerkes erfüllt werden.

Das Materialverhalten von im Labor und auf der Baustelle hergestellten Prüfkörpern und Bohrkernen wurde mit Hilfe von bodenmechanischen und petrographisch-morphologischen Untersuchungsmethoden unter Einbezug von mikroskopischen Gefügeuntersuchungen untersucht und beurteilt. Die Untersuchung umfasste 240 Prüfkörper und 60 Bohrkerne.

Beim für die Stabilisierung verwendeten Boden handelte es sich um einen siltigen Kies der Klasse GM aus dem Moränen- und Schottermaterial der Kiesgrube Deisswil (BE). Die Aufbereitung im Felde erfolgte im Zentralmischverfahren und der Einbau mit einem Fertiger auf den Abschnitt Lätti-Bundkofen der Autobahn Bern-Biel.

Aufgrund der bodenmechanischen Untersuchung konnte die Rissproblematik bei Stabilisierungen in die beiden Teilprobleme Schrumpf- und Kontraktionsrisse aufgeteilt werden. Zur Verhin-

derung der Schrumpfrisse, die in der Frühphase des Abbindens entstehen, ist es notwendig, einen idealen Wassergehalt einzuhalten, der vom Sättigungsgrad abhängig ist. Zur Vermeidung der Kontraktionsrisse ist die Anfangsfestigkeit gegenüber den heutigen Vorstellungen wesentlich zu reduzieren, damit eine maximale Grenzfestigkeit während der Gebrauchsdauer nicht überschritten wird. Aus der Untersuchung hat sich die erstaunliche Tatsache ergeben, dass Stabilisierungen sich in ihrer Festigkeitsentwicklung wesentlich von Beton unterscheiden: Im Zeitraum zwischen 90 Tagen und 4 Jahren konnte eine ausserordentliche Festigkeitszunahme festgestellt werden.

Das bodenmechanische Verhalten wurde durch die petrographisch-morphologische Untersuchung bestätigt. Es konnte eine Typologie der mikroskopischen Gefügestrukturen dem bodenmechanischen Verhalten eindeutig zugeordnet werden (Typen A,B,C). Der ideale Gefügtyp B zeichnet sich durch ein geeignetes Gefüge mit idealer Porenverteilung aus. Dieser Typ entspricht den beim idealen Wassergehalt hergestellten und eingebauten Proben. Interessanterweise zeigt es sich, dass die Gefügestruktur der Bohrkerne aus dem Bauwerk wesentlich besser übereinstimmt mit jener der Prüfkörper im kleinen Verdichtungstopf als mit jener im AASTHO-Topf. Aufgrund der morphologischen Beurteilung konnte festgestellt werden, dass im Frühstadium (bis etwa 90 Tage) trotz hohen Wasserzementwerten durchwegs ein schlechter Hydrationsgrad des Portlandzementes vorhanden ist. Es wird daher vermutet, dass die eigentliche Hydatisierung erst zu einem späteren Zeitpunkt eintritt und damit die hohe Festigkeitszunahme beginnt.

Aufgrund der vorliegenden Untersuchung wird ein neues Stabilisierungskonzept entwickelt, welches auf dem Grundsatz aufgebaut ist, mit minimalem Zementgehalt und idealem Wassergehalt die Stabilisierungsstruktur so zu steuern, dass ein Gefügetyp B entsteht. Durch dieses Konzept kann das Langzeitverhalten des Bauwerkes wesentlich verbessert werden und die Bodenstabilisierung mit Zement wird neben einer ökologischen eine noch ökonomischere Bauweise.

RESUME

En laboratoire la stabilité et la résistance des sols à grains grossiers sont en général testées sur des matériaux de structures différentes de celles à disposition sur le chantier. Il s'agit donc d'essais types. Le projet de recherche présent avait donc pour but de comparer les propriétés, à savoir la composition, la gélivité et la résistance d'un sol stabilisé au ciment en laboratoire, avec celles d'un sol rencontré sur un chantier. Les résultats des examens précités devraient permettre la détermination d'une stratégie d'exécution, en adaptant les paramètres principaux, à savoir: compaction, teneur en eau et dosage en liant, afin que la bienfacture et la durée de vie utile de l'ouvrage puissent répondre aux prévisions.

Le comportement des éprouvettes préparées en laboratoire et sur le chantier, ainsi que celle des carottes a été déterminé et qualifié à l'aide de méthodes de la mécanique des sols, pétrographiques et morphologiques, ainsi qu'à l'examen microscopique de la structure. Les essais ont été exécutés sur 240 éprouvettes et 60 carottes.

Quant au sol stabilisé, il s'agit d'un gravier limoneux de type GM, extrait des moraines et de matériel alluvial provenant de la gravière de Deisswil (BE). Malaxé en centrale, le mélange a été mis en place sur le tronçon Lätti-Bundkofen de l'autoroute cantonale T6 Berne-Bienne.

Par l'examen de la mécanique des sols il a été possible de subdiviser le problème principal de la fissuration en fissurations dues au retrait et celles dues à la contraction. Pour éviter les fissures de retrait, qui se forment au stade initial de la prise, il faut respecter une teneur en eau idéale, qui dépend du degré de saturation. Contrairement à l'opinion

comunément admise encore aujourd'hui il faut réduire de manière considérable la résistance à 7 jours pour éviter les fissures de contraction, afin qu'une certaine résistance limite ne soit pas dépassée pendant la durée de vie utile. Lors des essais, on a constaté un phénomène étonnant: les résistances des sols stabilisés évoluent dans le temps de manière tout à fait différente de celles du béton. En effet, entre 90 jours et 4 ans on mesure une augmentation extraordinaire de la résistance des sols stabilisés.

Le comportement mécanique des sols a été confirmé par l'examen pétrographique et morphologique. Il a été possible d'établir une correlation entre types de structure microscopique (A, B, C) et comportement de la mécanique de sols. La structure de type B, caractérisée par une distribution des pores idéale, se retrouve tout particulièrement dans les éprouvettes de mélanges compactés et mis en place avec des teneurs en eau idéale. Il est intéressant de noter que la structure des carottes prélevées dans l'ouvrage correspond le mieux aux structures des éprouvettes confectionnées dans le petit moule, plutôt qu'à celles provenant du moule AASHTO. En se référant à des considérations morphologiques, il a été possible de constater que, lors du stade initial (jusqu'à 90 jours environ), et ceci malgré des coefficients eau-ciment élevés, le degré d'hydratation du ciment portland est en général faible. Cela amena à supposer que l'hydratation proprement dite ne commence que plus tard, entraînant une augmentation remarquable de la résistance.

Sur la base des recherches précitées, un nouveau système de stabilisation des sols sera développé. Il se refère à la structure stabilisée de type B, qui nécessite un dosage en ciment minimal et une teneur en eau idéale. Une telle conception permettra d'améliorer substantiellement le comportement à long terme des ouvrages de stabilisation au ciment. Elle répondra en outre aux exigences écologiques, tout en permettant une exécution très avantageuse du point de vue économique.

1. FORSCHUNGSAUFTRAG

1.1 Problemstellung

In der Schweiz wurden seit der Einführung der Bodenstabilisierung mit Zement Ende der Fünfzigerjahre [1],[2],[3],den geologischen Vorkommen an Lockergestein entsprechend eher grobkörnige Böden für die Stabilisierung mit Zement verwendet.
Aus einer Auswertung [4] geht hervor, dass hauptsächlich die kiesigen Böden GP, GM, GM-ML nach den USCS-Bezeichnungen der Normen "Klassifikation der Lockergesteine"[5] zur Verwendung gelangten (Beilage 1).

Aus untersuchungstechnischen Gründen werden im Labor bei Stabilisierunsprüfungen nur Teilfraktionen untersucht: Normalerweise werden die Fraktionen 0 ... 10 mm oder 0 ...20 mm der Böden für Prüfungen verwendet, während das Bauwerk normalerweise mit der Fraktion 0 ... 50 mm oder teilweise bis 80 mm ausgeführt wird. Das Stabilitäts- und Festigkeitsverhalten wird daher im Labor an einer anderen Materialstruktur untersucht als sie tatsächlich im Feld vorhanden sein wird. Es handelt sich also um Modellversuche. Zu Beginn des Forschungsauftrages waren die 1971 erschienenen SN-Normen über die Bodenstabilisierung mit Zement gültig [6], wobei auch die amerikanische ASTM-Methode [7] und die PCA-Methode [8] zugelassen war, welche vornehmlich auf Bewitterungsversuchen (Frost-Auftau-, Nass-Trocken-Prüfung) mit Bestimmung der Volumenänderungen und Masseverlusten durch mechanische Beanspruchung basieren, während das eigentliche SN-Prüfverfahren praktisch auf der Erfüllung von Festigkeitsanforderungen beruhte. Dieses Verfahren sah materialunabhängige Festigkeitsanforderungen vor. Die Anforderungen sahen mit zunehmend höherliegender Lage der Schicht im Strassenbau höhere Festigkeitsanforderungen vor (Tabelle 1) [6] .

12. Optimale Dosierung

Die Zementdosierung und der dazugehörige Einbauwassergehalt sind entsprechend dem Druckfestigkeitsbereich zu wählen, welcher dem Verwendungszweck entspricht. Zugleich muß die Frostbeständigkeit gemäß Ziffer 11 gewährleistet sein.

Verwendungszweck	Druckfestigkeitsbereich im Alter von 7 Tagen, gemessen an Prüfkörpern gemäß Ziff. 7
Unterbau	Frostbeständigkeit ist allein maßgebend
Übergangsschicht	25 ... 45 kg/cm²
Fundationsschicht	40 ... 60 kg/cm²
Tragschicht	55 ... 75 kg/cm²

Tabelle 1

Es zeigte sich schon kurz nach dem Erscheinen der Norm, dass die vorgesehenen Anforderungen zu unverhältnismässig hohen Bindemitteldosierungen führen und damit die ganze Bodenstabilisierung aus wirtschaftlichen Gründen in Frage stellen würden. Zudem widersprach eine lageabhängige Dosierung jedem materialtechnologischen Konzept. Die VSS Kommission 3 erliess daher folgende Mitteilung [9]:

Mitteilung der Kommission 3: Ober- und Unterbau

SNV 670 376, Bodenstabilisierung mit Zement, Bestimmung der Dosierung

Neuere Erkenntnisse in der Dosierungsbestimmung bedingen die Revision dieser Norm. Bis zur Herausgabe der neuen Norm erachtet die VSS-Kommission 3 folgende Hinweise als notwendig:

Die Dosierung ist bei stabilisiertem Oberbau von der zu stabilisierenden Bodenart abhängig, jedoch unabhängig von der Lage der Schicht im Aufbau.

Die in Ziffer 12 angegebenen Festigkeiten ergeben zu hohe Zementdosierungen.

Bis zum Vorliegen der neuen Norm sind für die Durchführung der Dosierungsversuche Speziallaboratorien beizuziehen.

Von dieser Ausgangslage aus wurde im Hinblick auf eine möglichst rasche Revision der Norm Bodenstabilisierung mit Zement das nachfolgend beschriebene Forschungsprogramm eingereicht, mit dem Ziel eine vereinheitlichte Laborprüfmethode durch bodenmechanisch und petrographisch-morphologisch gestützte Untersuchungen mit dem Materialverhalten im Felde besser in Einklang zu bringen.

Die Untersuchungen des Forschungsauftrages wurden laufend der VSS-Subkommission für die Revision der Stabilisierungsnormen zur Verfügung gestellt. Die neue Stabilisierungsnorm, in welche wesentliche Ueberlegungen aus diesem Forschungsbericht eingeflossen sind, wurden bereits 1985 genehmigt[10].

1.2 Ziel des Forschungsauftrages

Ziel des Forschungsauftrages ist es, die Eigenschaften von mit Zement stabilisierten Böden aus Laboruntersuchungen mit begrenztem Maximalkorn mit den Eigenschaften des entsprechenden Materials im Bauwerk mit höherem Maximalkorn bezüglich der

- Materialstruktur
- Frostempfindlichkeit
- Festigkeit

zu vergleichen. Aus den Erkenntnissen dieser Vergleiche soll es möglich sein, genauere Voraussagen aus den Laborspezifikationen für die Einbaustrategie abzuleiten um die massgebenden Parameter wie Verdichtung, Wassergehalt und Bindemitteldosierung so zu steuern, dass die gestellten Erwartungen an den Gebrauchswert und die Gebrauchsdauer des Bauwerkes erfüllt werden.

2. UNTERSUCHUNG

2.1 Untersuchungsmethodik

Das Materialverhalten von im Labor und auf der Baustelle hergestellten Probekörpern aus mit Zement stabilisiertem Mischgut und von Bohrkernen aus der erhärteten Stabilisierungsschicht wird mit Hilfe von bodenmechanischen Untersuchungsmethoden (Verdichtungsprüfungen nach Proctor, Frosthebungs- und Durchlässigkeitsprüfungen sowie Festigkeitsprüfungen) und mit petrographisch morphologischen Untersuchungen (mikroskopische Gefügeuntersuchungen, Wasseraufnahmekapazität, Frostempfindlichkeitsklassifikation) beschrieben und beurteilt.

Die bodenmechanischen Untersuchungen wurden im Zentrallabor der Betonstrassen AG in Wildegg, die petrographisch-morphologischen Untersuchungen beim Baustoffprüfinstitut LPM AG in Beinwil am See durchgeführt.

2.2 Untersuchungsprogramm

Die für die Untersuchung verwendeten Symbole und Kurzbezeichnungen sind in Beilage 2 zusammengestellt.
Für die vergleichende Untersuchung der Eigenschaften von Labor und Feldproben wurden folgende vier Probegruppen für das Untersuchungsprogramm festgelegt:

Von einer geeigneten Stabilisierungsbaustelle wird eine Bodenprobe direkt vor dem Mischereingang der Aufbereitungsanlage gezogen und für die Laborprüfungen (1) und (2) reserviert (Schema Beilage 3 und 4). Vom identischen Material wird nach Zementzugabe und Mischung eine Mischgutprobe gezogen und es werden die Baustellenüberwachungsproben (3) hergestellt. Die Einbaustelle des so kontrollierten Mischgutes wird genau markiert, um in der erhärteten Stabilisierung durch Bohrkernentnahme (4) das Baumaterial untersuchen zu können. Die für die vergleichende Untersu-

chung massgebenden Querverbindungen sind aus dem Schema der Beilage 3 ersichtlich.

Um den Einfluss von Materialschwankungen in die Untersuchung miteinbeziehen zu können, wurde vorgesehen, die Baustellenüberwachungsproben (3) und die Bohrkernentnahme (4) nach einem Jahr auf der gleichen Baustelle zu wiederholen.

Das detaillierte Untersuchungsvorgehen ist aus dem Schema der Beilage 4 ersichtlich:
Bei der Laborprüfung (1) werden Proctorproben analog der damals noch gültigen Norm [6] hergestellt. Mit vier verschiedenen Zementdosierungen werden Festigkeitshorizonte festgelegt, bei welchen die Frosthebungs- und Durchlässigkeitsprüfungen ausgeführt und die Festigkeitsentwicklung ermittelt werden. Die Laborprüfung (2) entspricht der ASTM/PCA Prüfung [7],[8]. Massgebendste Prüfung ist die Bestimmung des Masseverlustes durch mechanischen Abrieb nach Frost-Auftauzyklen sowie Festigkeitsprüfungen vor und nach den Frost-Auftauzyklen. Bei den Baustellenüberwachungsproben (3) wird die Festigkeitsentwicklung bei den beim Einbau vorhandenen Dosierungsbedingungen ermittelt und mit den Festigkeiten der Bohrkerne (4) aus dem Bauwerk verglichen.

Bei der LPM AG werden die Proben aus den vier Untersuchunsgruppen mikroskopisch-, gefügeanalytisch sowie physikalisch untersucht und geprüft. An entsprechend vorbereiteten Schnittpräparaten aus den Proben werden im Mikroskop mit Hilfe des Bilddatencomputers die Gefügekomponenten quantitativ erfasst und die Gefügeeigenschaften morphologisch beurteilt. An den Proben werden im weiteren die Sättigungskennwerte und die Frostempfindlichkeit mit einer physikalischen Zyklenprüfung gemessen, wobei das dilatometrische Verhalten der Proben bei Belastung mit definierten Frost-Tauwechseln festgestellt wird.

Für die vorgesehenen bodenmechanischen und petrographisch- morphologischen Untersuchungen wurde die Herstellung von rund 240 Prüfkörper und die Entnahme von rund 60 Bohrkernen vorgesehen.

3. DIE BAUSTELLE

Dank dem Entgegenkommen des Tiefbauamtes des Kantons Bern, Kreis III konnte der Abschnitt Lätti-Bundkofen der kantonalen Autobahn Bern-Biel [11] für die Untersuchungen des Forschungsauftrages benützt werden (Beilage 5). Die Baustelle dieses Abschnittes war aus zwei Gründen als ausgesprochen vorteilhaft für die Untersuchungen zu bezeichnen:

1. Der für die Aufbereitung von zementstabilisiertem Mischgut verwendete Boden (siehe Kapitel 4) war bereits aus dem vorausgehenden Abschnitt Schönbühl-Lätti bekannt.

2. Auf dem Untersuchungsabschnitt Lätti-Bundkofen wurden während zwei Jahren (1981 und 1982) Stabilisierungsarbeiten ausgeführt, so dass Baustellenüberwachungsproben und Bohrkerne aus zwei verschiedenen Jahresproduktionen untersucht werden konnten.

Der Oberbau des Autobahnabschnittes besteht aus einer unteren zementstabilisierten Schicht von 20 cm Dicke, einer oberen Schicht von 18 cm Dicke und einem zweischichtigen bituminösen Belag von 12 cm Dicke[12].

Die Einbaustellen des für die Untersuchung verwendeten Materials sind wie folgt lokalisierbar:

Hauptuntersuchung: Oberschicht der Fahrbahn Lyss-Schönbühl bei km 8.4, Einbau am 29.10.1981.

Nebenuntersuchung: Oberschicht der Fahrbahn Schönbühl-Lyss bei km 9.9, Einbau am 5.8.1982.

4. DER BODEN

Der für die Aufbereitung des zementstabilisierten Mischgutes verwendete Boden stammte aus der Kiesgrube Deisswil (Beilage 6). Bei dieser sehr heterogenen Kiesgrube handelt es sich geologisch gesehen um Moränen- und Schottermaterial (siehe Anhang). Die Oberflächen-Ablagerung besteht vorwiegend aus Grundmoränenmaterial der letzten Vergletscherung (Würm) aus dem Gebiet des Rhone- und Aaregletschers. Die unterliegenden Schichten bestehen aus dem sogenannten Plateauschotter der Rückzugsphase der vorletzten Vergletscherung (Riss).

Nach der bodenmechanischen Klassifikation handelt es sich bei dem zur Anwendung gelangten Boden mit einer Maximalkornbegrenzung auf 50 mm zum überwiegenden Teil um einen siltigen Kies der Klasse GM, teilweise mit Uebergang zu der feinanteilreichen Variation GM-ML. Der Feinanteil wies jedoch durchwegs keine Plastizität auf. In der Beilage 6 sind die über die Jahre 1981 und 1982 statistisch ausgewerteten Kornverteilungen dargestellt.

Für die Untersuchungen im Rahmen des Forschungsauftrages wurden an zwei Tagen Bodenproben entnommen (siehe auch Kapitel 2.2) Die Kornverteilungen für die Haupt- und Nebenuntersuchung sind in Beilage 7 aufgezeichnet. Die am 29.10.1981 und am 5.8.1982 vom Förderband zur Mischanlage entnommenen Bodenproben weisen praktisch die gleiche Korngrössenverteilung auf, die zudem weitgehend mit dem Zweijahresmittelwert (Beilage 6) übereinstimmt.

5. AUFBEREITUNG UND EINBAU

Die Aufbereitung des Rohmaterials aus der Kiesgrube Deisswil erfolgte durch die ARGE Stabi-Anlage FLS Frutiger/Losinger/Stuag. Im Areal der Kiesgrube wurde eine Huther-Stabilisator-Trommelmischanlage installiert (siehe Anhang). Das 50 mm übersteigende Korn wurde vor der Aufgabe in die Mischtrommel mittels einer Hammermühle zerkleinert und dem Rohmaterial wieder zudosiert. Die sehr grosse Inhomogenität der Kiesgrube stellte ausserordentlich hohe Anforderungen an die Aufbereitung und noch grössere an die Materialkontrolle, da es galt Abweichungen in der Materialzusammensetzung vor dem Einbau zu erfassen und zu korrigieren. Es wurde aufgrund von eingehenden Voruntersuchungen bereits für den Abschnitt Schönbühl-Lätti ein baustellentaugliches Materialkonzept entwickelt, welches darauf basierte, Zementdosierung und Verdichtungswerte in Abhängigkeit einer einfachen, schnell kontrollierbaren Steuergrösse festzulegen.

Als Steuergrösse wurde der Kornanteil kleiner 10 mm gewählt und dafür ein Zement-Dosierungs- und Verdichtungsdiagramm erstellt (Beilage 8) [13] . Die Zementgehaltsbestimmung erfolgte einerseits analog der noch bestehenden Norm [6] jedoch mit wesentlich tieferen Festigkeitsanforderungen (25 kg/cm2), welche praktisch mit dem Zementgehalt nach er PCA-Methode[8] bei einem zulässigen Masseverlust von 14 % nach den Frost-Auftauzyklen korrelierte. Wegen der grossen Materialheterogenität wurde zusammen mit der Bauherrschaft festgelegt, die Zementdosierung auf 110 kg/m3 zu fixieren, entsprechend einem Kornanteil kleiner 10 mm von 70 % (siehe Beilagen 6 und 7). Bei feiner werdendem Material musste die Kornverteilungskurve durch Zugabe von Brechmaterial abgemagert werden. Im übrigen galt die Dosierungsinstruktion gemäss Beilage 8.

Der Einbau der für die Untersuchung verwendeten Oberschicht erfolgte mit einem Schwarzdeckenfertiger und nachfolgender Verdichtung mit Doppelrollenvibrationswalzen (siehe Anhang). Der ganze Einbau, die Nachbehandlung und Kontrolle erfolgte nach der gängigen Praxis für die Bodenstabilisierung auf Grossbaustellen [14][15] .

6. BODENMECHANISCHE UNTERSUCHUNGEN

6.1 Untersuchungen am Kornanteil kleiner 10 mm im Labor

6.1.1 Stabilisierungsprüfung

Die Eignungsprüfung für den Forschungsauftrag wurde an dem am 29. Oktober 1981 entnommenen Material (Labor Nr. 5252, Beilage 7) durchgeführt. Analog der gültigen Dosierungsnorm [6] wurde der mit Zement vermischte Boden in zylindrischen Formen nach dem Proctorversuch verdichtet. An den Prüfkörpern wurde nach einer Lagerung von sieben Tagen bei 98 % relativer Luftfeuchtigkeit und anschliessender vierstündiger Wasserlagerung die Druckfestigkeit bestimmt. Die Abmessungen und die Angaben zum Verdichtungsgerät sind aus Tabelle 2 ersichtlich.

Durchmesser des Topfes	(mm)	56.4
Höhe des Topfes	(mm)	100
Fläche	(mm2)	2500
Volumen	(mm3)	250.10^3
Durchmesser Fallhammer	(mm)	28
Masse des Fallhammers	(kg)	0.8
Fallhöhe	(mm)	305
Anzhal Schichten		3
Anzahl Schläge pro Schicht		25
Verdichtungsenergie	($k.J.m^{-3}$)	718

Tabelle 2, nach [10]

Für die Erstellung der Prüfkörper der Proctorkurve wurden folgende vier Zementgehalte verwendet: 6 %, 9 %, 12 %, 15 %. Beim Zement für die Laborversuche handelt es sich um den auf der Baustelle gleichzeitig mit den Bodenproben entnommenen Portlandze-

ment der Marke Vigier. Die Prüfergebnisse dieser Untersuchung am Kornanteil kleiner 10 mm sind in Beilage 9 graphisch dargestellt. Aus den sechs Darstellungen können folgende Feststellungen gezogen werden:

Darstellung 1:

Die Proctorkurven und damit die Trockenrohdichten in Funktion des Wassergehaltes sind unabhängig vom Zementgehalt. Diese Feststellung gilt für den untersuchten Boden und dürfte auf den vorhandenen Feinanteilgehalt von rund 10 % kleiner 60 µm zurückzuführen sein. Bei Böden mit geringerem Feinanteilgehalt nimmt die Trockenrohdichte mit zunehmendem Zementgehalt zu (Verfüllungseffekt), bei Böden mit höherem Feinanteilgehalt nimmt sie ab (Ueberfüllungseffekt). Der optimale Wassergehalt liegt bei 9 % und die entsprechende Trockenrohdichte beträgt 2.10 t/m3.

Darstellung 2:

Die Druckfestigkeiten (nach 7 Tagen und anschliessenden 4 Stunden Wasserlagerung) nehmen mit zunehmendem Zementgehalt zu. Die höchsten Druckfestigkeiten liegen für die einzelnen Zementgehalte nicht beim optimalen Wassergehalt sondern leicht auf der "trockenen Seite" bei 8.5 %. Der Verlauf der Festigkeiten in Funktion des Wassergehaltes ist analog dem Verlauf der Trockenrohdichte: Festigkeitsabnahme zur trockenen und nassen Seite der Proctorkurve hin. Eine Wassergehaltsänderung von ±|3|% vom optimalen Wassergehalt kann die Festigkeit bis auf die Hälfte der maximalen Festigkeit reduzieren.

Darstellung 3:

Die maximal auftretenden Druckfestigkeiten sind in das Zementgehalt-Festigkeitsdiagramm projiziert worden. Die Gleichung der Ausgleichsgeraden lautet:

$$\sigma_D = 0.297\ pc + 0.086\ [N/mm2]\quad (r = 0.988)$$

Die Druckfestigkeitszunahme oder das Rendement beträgt für diesen Boden rund 0.3 N/mm2 pro 1 % Zement. Dieses Rendement ist als gering zu bezeichnen jedoch für diese Bodenart nicht untypisch.

Darstellung 4:

Die Porosität, definiert als Verhältnis von Porenvolumen zu Totalvolumen der Prüfkörper weist definitionsgemäss bei der höchsten Trockenrohdichte den geringste Wert auf. Er beträgt 22 %.

Darstellung 5:

Der Sättigungsgrad, definiert als Verhältnis von wassergefülltem Porenvolumen zu totalem Porenvolumen, nimmt bis zum optimalen Wassergehalt rapid zu bis zu einem Wert von rund 90 %, um mit weiter zunehmendem Wassergehalt nur noch schwach zuzunehmen. Dies ist auf die wasseraufnahmefähige flokulierte Struktur auf der trockenen Seite und auf die schwach wassereinlagerungsfähige disperse Struktur auf der nassen Seite des Proctoroptimums zurückzuführen [16].

Aus einem Vergleich der Darstellung 2 und 5 zeigt sich, dass die höchsten Druckfestigkeiten bei einem Sättigungsgrad zwischen 70% und 80 % erreicht werden. Es scheint dies für das Festigkeitsverhalten ein ausgezeichneter Wert zu sein im Gegensatz zum optimalen Wassergehalt. Aus der Bodenmechanik ist bekannt, dass bei einem Sättigungsgrad kleiner 80 % (d.h. die Hohlräume im Boden sind zu weniger als 80 % mit Wasser gefüllt) keine zusammenhängende Wasserphase mehr besteht. Durch das Auftreten von über-

sättigten Zonen (gesättigte Inseln in ungesättigten Bereichen) wird eine Mikrorissbildung induziert[17],[18],[19]. Eine solche Mikrorissbildung, die nur bei unzusammenhängender Wasserphase, also Sättigung knapp unter 80 % auftritt, führt dazu, dass das Material grössere Kräfte aufnehmen kann, da entstehende Makrorisse, die zum Bruch führen, an den Mikrorissen gebremst werden und durch diesen Energieabbau grössere Festigkeiten im Material entstehen können. Diese Technik der Mikrorissinduzierung wird in der Keramikindustrie für die Erzeugung von hochfesten Materialien verwendet [20].

Darstellung 6:

In der Darstellung 6 ist der Luftporengehalt (luftgefülltes Porenvolumen zu Totalporenvolumen) angegeben. Entsprechend der Zunahme der Sättigung mit zunehmendem Wassergehalt (Darstellung 5) nimmt der Luftporengehalt ab. Als interessante Feststellung kann gewertet werden, dass der Luftporengehalt bei den höchsten Festigkeiten, aber auch bei einem Sättigungsgrad knapp unter 80 % einen Wert von 5 % aufweist. Dieser Wert wird in der Betontechnologie als Richtwert für das Erreichen von frost- und frosttausalzbeständigem Beton angesehen [21][22].

Aufgrund der zur Zeit der Probenahme und Bauausführung noch gültigen Norm [6] hätten für den Bau von Fundations- und Tragschichten Druckfestigkeiten zwischen 40 und 75 kg/m2 erreicht werden müssen (siehe Tabelle 1, Kapitel 1). Damit wären für diesen Boden Zementgehalte zwischen 13 % und 25 % oder entsprechende Zementdosierungen zwischen 180 und 310 kg PC/m3 notwendig gewesen. Tatsächlich wurde auf der Baustelle nur 8 % Zement entsprechend einer Dosierung von 110 kg PC/m3 beigegeben basierend auf einer Druckfestigkeitsannahme von 25 kg/cm2 (2.5 N/mm2). Die Untersuchungen des Forschungsauftrages ergaben somit gleiche Festigkeitswerte wie die für die Baustelle vorgenommenen früheren Untersuchungen.

6.1.2 Frosthebungsprüfung

Mit dem Kornanteil kleiner 10 mm wurden Frosthebungsversuche nach der Methode Balduzzi-Fetz durchgeführt [23]. Bei dieser Methode werden die gleichen Prüfkörper wie für die Stabilisierungsprüfung (Kap. 6.1.1) verwendet. Die Prüfkörper werden in einer Plastikform bis zu einem Drittel ihrer Höhe in ein Wasserbad gestellt. Sie können so während 24 Stunden Wasser aufnehmen. Anschliessend werden die Proben im gleichen Wasserbad stehend, jedoch seitlich auf die oberen zwei Drittel ihrer Höhe mit einer Isolation umgeben, in die Frosttruhe gestellt. Die Temperatur des Wassers wird auf + 10 °C, jene der Luft auf -20°C eingestellt. Das Gefrieren wird solange fortgesetzt, bis die Zunahme der Hebung innerhalb 24 Stunden unter 1 mm (= 1 %) bleibt. Die genaue Versuchsordnung und die Anwendbarkeit des Frosthebungsversuches ist in [24] beschrieben.

In der Beilage 10 sind die Ergebnisse der Frosthebungsprüfung am Boden mit Kornanteil kleiner 10 mm mit und ohne Zement dargestellt. Beim Boden ohne Zement tritt die grösste Frosthebung ungefähr beim Proctoroptimum auf und beträgt rund 35 %.Diese Grössenordnung einer Frosthebung tritt auch bei Kiessand I auf[24]. Damit darf der Boden trotz seines hohen Feinanteils von 10 % kleiner 60 µm noch als frostunempfindlich bis leicht frostempfindlich eingestuft werden. Zu beachten gilt es, dass auf der trockenen Seite des Proctoroptimums trotz vorgängiger sehr grosser Wasseraufnahme infolge Sättigung der Probe vor dem Gefriervorgang (w nach Sättigung) nicht in diesem Bereich die grössten Hebungen auftreten, sondern erst bei jenem Wassergehalt von welchem an die Wasseraufnahme mehr oder weniger konstant bleibt. Diese Vorgänge sind auf die beim Gefrieren auf die Berührungsstellen der Bodenteilchen wirkenden Kontaktkräfte zurückzuführen[25].

Wird dem Boden Zement (Wahl des Zementgehaltes siehe Kap. 6.1.4) beigegeben, so ändert sich das Frosthebungsverhalten infolge Kontaktkräfteumlagerungen vollständig. Auf der trockenen Seite

treten trotz grosser Wasseraufnahme infolge Sättigung vor Gefrieren praktisch keine Hebungen auf. Erst von jenem Wassergehalt an, von welchem die Wasseraufnahme nur noch marginal ist, treten Hebungen auf. Die Hebungen nehmen mit zunehmendem Zementgehalt ab. Während bei einem Wassergehalt von 12 % mit einem Zementgehalt von 4.5 % noch eine Hebung von 20 % auftritt, ist beim gleichen Wassergehalt mit 11.5 % Zement kaum mehr eine Hebung festzustellen. Es ist darauf hinzuweisen, dass diese Frosthebungsprüfung in einem sehr frühen Festigkeitsentwicklungsstadium (7 Tage nach Prüfkörperherstellung) durchgeführt wird. Das Verhalten zu einem späteren Zeitpunkt wird in Richtung geringerer Hebungen bei kleineren Zementgehalten verlaufen.

6.1.3 Durchlässigkeitsversuche

Die Durchlässigkeitsversuche wurden ebenfalls mit dem Kornanteil kleiner 10 mm durchgeführt. Die Versuche wurden mit dem Durchlässigkeitsmessapparat LABORPERM der Betonstrassen AG durchgeführt (Beilage 11). Die Messaparatur ist ähnlich einem Oedometer aufgebaut und es werden Prüfkörper von 50 cm3 Volumen verwendet (Durchmesser 56.4, Höhe 20 mm). Der Unterschied zwischen LABORPERM und Oedometer besteht darin, dass die problematische Dichtung zwischen Prüfkörper und Oedometerring mit einer mit leichtem Luftdruck angepresster Latexmanschette gelöst wird. Die Verdichtung der Prüfkörper erfolgte mit der gleichen Apparatur wie für die Stabilisierungsprüfkörper (Kap. 6.1.1) jedoch nur mit einer Schicht und 15 Schlägen pro Schicht. Mit dieser Verdichtungsenergie werden etwa die gleichen Trockenrohdichten wie bei den Stabilisierungsprüfkörpern erreicht.

In der Beilage 12 sind die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche aufgezeichnet. Es fällt auf, dass:

- bei den Proben ohne Zement im Bereich des optimalen Wassergehaltes die kleinste Durchlässigkeit mit rund $1{,}5.10^{-7}$ cm/s auftritt.

- bei den Proben mit Zement die Durchlässigkeit mit zunehmendem Wassergehalt abnimmt.

- mit zunehmendem Zementgehalt die Durchlässigkeit zunimmt.

- die Beigabe von 8 % Zement vergrössert die Durchlässigkeit im Bereich des optimalen Wassergehaltes um rund zwei Zehnerpotenzen.

Die Zunahme der Durchlässigkeit mit Zugabe von Hydraulefaktoren zum Boden ist aus der Stabilisierung mit Weissfeinkalk bei Tonen bekannt. Dieses Verhalten wird dort auf eine Umstrukturierung der Bodenstruktur (Krümeleffekt) zurückgeführt. Ob es sich bei diesem feinanteilreichen Boden mit der Zementzugabe ähnlich verhält, kann nur vermutet werden. Es zeigt sich jedoch, dass diese Bodenarten, die aufgrund der Kornverteilung weder Feinstoffüber - noch unterfüllt sind (Kap. 6.1.1), mit zunehmendem Zementgehalt durchlässiger werden.

6.1.4 Druckfestigkeitsentwicklung

Für die Untersuchung der Druckfestigkeitsentwicklung und auch der petrographisch-morphologischen Prüfungen wurden die Parameter wie folgt begrenzt (Beilage 13):

- Wahl von drei Zementgehalten (4.5,8.0, 11.5 %) mit den Festigkeitsniveaus 1.5, 2.5, und 3.5 N/mm2

- Wahl von drei Wassergehalten (6.5, 8.5, 11.0 %).

Die Wahl erfolgte aufgrund der Stabilisierungsprüfungen nach 6.1.1 und der Ergebnisse aus Beilage 9. Die Festigkeitsniveaus wurden so gewählt, dass das als hinreichend erachtete Niveau von 2.5 N/mm2 mit ±1.0 N/mm2 umrahmt wurde.

Der Zweck dieser Untersuchung war ein zweifacher:

1. Bestimmung der Festigkeitsenwicklung mit verschiedenen Anfangsfestigkeitsniveaus bei idealem Wassergehalt, definiert als Wassergehalt bei welchem die höchsten Festigkeiten entstehen sowie bei tieferem und höherem Wassergehalt. Damit eine Eingrenzung mit den auf der Baustelle hergestellten Proben erfolgen kann, wurden die Druckfestigkeiten zu den verschiedenen Prüfterminen (7 Tage bis 4.5 Jahre) sowohl nach vierstündiger Wasserlagerung, wie auch ohne Wasserlagerung geprüft. Die Prüfung nach Wasserlagerung ist bei den Laborprüfungen üblich [6],[10] , um einen ungünstigeren Zustand (Baumaterial im Grundwasser oder im kapillaren Sättigungsbereich) nachzuahmen.

2. Proben mit kontrollierten Bedingungen für die petrographisch-morphologischen Untersuchungen entsprechend den bodenmechanischen Untersuchungen herzustellen.

Die Ergebnisse der Festigkeitsentwicklung der Laborproben sind in den Beilagen 14, 15, und 16 dargestellt, jeweils für den Zustand mit und ohne vierstündiger Wasserlagerung vor der Druckfestigkeitsprüfung. Die Druckfestigkeitswerte sind in den Beilagen 17 und 18 tabellarisch zusammengestellt. Die wesentlichen Resultate sind:

1. Erwartungsgemäss weisen die Proben ohne Wasserlagerung höhere Festigkeiten auf als jene mit Wasserlagerung.

2. Mit zunehmendem Zementgehalt nehmen die Festigkeiten zu. Dies scheint aber nur bis zu einer gewissen (optimalen?) Dosierung der Fall zu sein. Für die Langzeitfestigkeitsentwicklung bringt eine höhere Dosierung kaum mehr höhere Festigkeiten. Ein Zementgehalt von 8 % ergibt nach 4.5 Jahren etwa die gleichen Druckfestigkeiten wie ein Zementgehalt von 11.5 %.

3. Die Prüfkörper mit Wassergehalten auf der nassen Seite (11.0 %) von Proctor weisen durchwegs geringere Druckfestigkeiten auf. Bei den beiden Wassergehalten auf der trockenen Seite (8.5 % und 6.5 %) ist das Verhalten nicht eindeutig, da durch Entmischungen bei der Probenherstellung auf der trockenen Seite das Proctoroptimum sich dauernd leicht verschieben kann.

4. Das erstaunlichste Ergebnis der Festigkeitsentwiklung ist jedoch die unerwartet hohe Druckfestigkeitszunahme mit zunehmendem Alter. Während bei Beton (PC 300) zwischen 7 Tagen und einem Jahr die Druckfestigkeitssteigerung rund 50 % beträgt, ist bei der Bodenstabilisierung gemäss der vorliegenden Untersuchungen mit einer Verdoppelung der Festigkeit im gleichen Zeitraum zu rechnen und zwischen 7 Tagen und 4.5 Jahre mit einer Verdreifachung (Beilage 23).

6.2 Laboruntersuchungen am Kornanteil kleiner 20 mm

6.2.1 Untersuchung nach PCA/ASTM

Im Hinblick auf die Uebernahme der PCA/ASTM-Eignungsprüfungsmehtode [7] [8] für die neue Norm für Bodenstabilisierung [10] wurde das am 29. Oktober 1981 entnommene Material dieser Prüfung unterworfen. Die Abmessungen des Verdichtungsgerätes sind aus Tabelle 3 ersichtlich.

Durchmesser des Topfes	(mm)	101.6
Höhe des Topfes	(mm)	117
Fläche	(mm2)	8107.3
Volumen	(mm3)	$948.6.10^3$
Durchmesser Fallhammer	(mm)	51
Masse des Fallhammers	(kg)	2.49
Fallhöhe	(mm)	305
Anzahl Schichten		3
Anzhal Schläge pro Schicht		25
Verdichtungsenergie	($k.J.m^{-3}$)	589

Tabelle 3, nach [10]

Die Versuchsdurchführung wurde bereits so durchgeführt, wie sie in die zukünftige Norm[10]aufgenommen wurde. Insbesondere wurde der nach der ASTM-Methode vorgesehene Materialersatz des Ueberkornanteils nicht vorgenommen. Die ASTM-Methode sah vor, allfällig vorhandenen Kornanteil grösser 20 mm massemässig durch solchen zwischen 5 und 20 mm zu ersetzen. Dieser Materialersatz wurde bewusst unterlassen, weil ein solcher Ersatz die Korngrössenverteilung und damit auch die Verdichtungseigenschaften des Bodens nachhaltig verändert. Hingegen wurde zusätzlich zu der in der neuen Norm vorgesehenen Bestimmung des Masseverlustes der Proben bei nur einem Wassergehalt, der Masseverlust bei zwei weiteren Wassergehalten durchgeführt.

In der Beilage 19 sind die Ergebnisse der Untersuchung am Kornanteil kleiner 20 mm aufgetragen.

Darstellung 1 und 2

Die Proctorkurven sind auch hier unabhängig vom Zementgehalt (siehe 6.1.1). Die Trockenrohdichten sind entsprechend dem grösseren Maximalkorn höher, der optimale Wassergehalt niedriger als bei der Untersuchung am Anteil kleiner 10 mm. Aus der Tabelle 4 sind die Verdichtungswerte der beiden Untersuchungen ersichtlich.

	optimaler Wassergehalt (%)	entsprechende Trockenrohdichte (t/m3)
Maximalkorn <10 mm Prüfung in kleinem Topf	9	2.10
Maximalkorn <20 mm Prüfung im AASTHO-Topf	7	2.19

Tabelle 4

Darstellung 3, 4 und 5:

In der Darstellung 3 und 4 sind die Druckfestigkeiten der Prüfkörper in Funktion des Wassergehaltes mit dem Zementgehalt als Parameter aufgetragen. Die Darstellung 3 gibt die Druckfestigkeiten nach 7 Tagen und anschliessender vierstündiger Wasserla-

gerung an, während die Darstellung 4 die Druckfestigkeiten nach 12 Frost-Auftauzyklen angibt.

Die Festigkeitszunahme durch Zementgehaltsteigerung (Darstellung 5) erfolgte beim Kornanteil kleiner 20 mm nach der Gleichung.

$$\sigma_D = 0.433\ pc - 0.67\ [N/mm2]\ (r = 0.999)$$

Das Rendement beträgt für diesen Kornanteil rund 0.4 N/mm2 pro 1 % Zementzugabe.

Darstellung 6:

In dieser Darstellung sind die Masseverluste nach 12 Frost-Auftauzyklen in Funktion des Wassergehaltes aufgetragen. Parameter ist der Zementgehalt. Die Prüfung stellt einen sehr strengen Klimawechseltest mit zusätzlicher mechanischer Beanspruchung dar, bei dem die sich durch Frosteinwirkung lösende Bodenpartikel mit einer Stahlbürste radikal entfernt werden. Der Prüfvorgang ist in der Norm Stabilisierung[10] beschrieben. Es zeigt sich, dass die geringsten Masseverluste im Bereich des optimalen Wassergehaltes auftreten. Mit einem Zementgehalt von 3 % wird der zulässige Masseverlust von 14 % für diese Bodenklasse gerade unterschritten, jedoch nur in einem sehr engen Bereich um den optimalen Wassergehalt. Mit grösseren Wassergehaltsverschiebungen (von ±|1|% wie sie auf der Baustelle ohne weiteres vorkommen können) werden die Masseverluste rapid grösser und fallen in einen unzulässigen Bereich. Obwohl der Anforderung nach Norm genüge getan wäre mit einer Zementgehaltfestlegung von 3 %, würden die Baustellenverhältnisse zu wengi berücksichtigt.

Aufgrund der mit geringen Abweichungen vom optimalen Wassergehalt sehr rasch eintretenden Masseverlustzunahme ist zu postu-

lieren, dass der zulässige Masseverlust für siltige Kiese und Sande auf einen Wert von 10 % begrenzt wird anstelle der in der Norm vorgesehenen 14 %.

Würde diese Forderung für das vorliegende Material angewendet, so müsste mit einem Zementgehalt zwischen 3 und 6 % gerechnet werden. In Anbetracht der Wassergehaltsvariation wären etwa 4.5 % eine vernünftige Angabe. Wird dieser Zementgehalt ins Festigkeitsdiagramm (Darstellung 5) übertragen, so ergibt sich eine korrelierende Druckfestigkeit von 2 N/mm2.

Aus der Darstellung 6 ist im weiteren ersichtlich, dass bezüglich Masseverlust Zementgehalte höher als 6 %, unter Voraussetzung einer verantwortbaren Wassergehaltsvariation, wie sie auf Baustellen eingehalten werden können und müssen, keine Verbesserungen der Stabilität mehr bringen.

6.2.2 Zusammenhang zwischen den Druckfestigkeiten aus den Untersuchungen mit Kornanteil kleiner 10 mm und kleiner 20 mm

Gemäss Untersuchungskonzept (Beilage 3) soll der Zusammenhang zwischen der ursprünglichen Prüfung für Bodenstabilisierung mit kleinen Probekörpern und Maximalkorn kleiner 10 mm mit der Prüfung im AASTHO-Topf und Maximalkorn 20 mm aufgezeigt werden. Da die Prüfkörperformen, die Volumina, die Verdichtungsenergie und die Bodenmasse bei beiden Prüfungen wesentlich voneinander abweichen, wurde als Vergleichsmassstab die Druckfestigkeit bei gleichem Zementgehalt verwendet.

In Beilage 20 ist dieser Zusammenhang dargestellt: Aufgrund von 41 nach beiden Methoden untersuchten Böden [4] ergab sich folgender Zusammenhang:

$$\sigma_D < 20 = 1.5 \quad \sigma_D < 10 + 0.3 \qquad (n = 123 \ , \ r = 0.86)$$

$\sigma_D < 20$: Druckfestigkeit mit AASTHO-Topfproben
$\sigma_D < 10$: Druckfestigkeit mit Kleintopfproben
} bei gleichem Zementgehalt

Bei gleichem Zementgehalt ergeben die grossen Prüfkörper ungefähr eine 60 % grössere Druckfestigkeit als die kleinen Prüfkörper. In der Beilage 20 sind neben der Regressionsgeraden die Werte aus der vorliegenden Untersuchung eingetragen.

6.3 Feldproben

6.3.1 Feldkontrollproben mit Maximalkorn 10 mm

Um gemäss dem Untersuchungsprogramm die auf der Baustelle auftretenden Materialschwankungen erfassen zu können, wurden Proben im Rahmen der Baustellenüberwachungsprüfungen im Abstand von rund 10 Monaten entnommen. Die ersten Feldkontrollproben wurden am 29.10.1981 hergestellt (Feld 1), gleichzeitig mit der Bodenprobenahme für die Laboruntersuchungen. Die zweiten Feldproben wurden am 5.8.1982 hergestellt (Feld 2). Zufälligerweise waren die beiden Korngrössenverteilungen (Beilage 7) praktisch identisch, obwohl über die gesamte Bauperiode eine grosse Korngrössenverteilungsvariation auftrat (Beilage 6).

In Beilage 21 ist die Festigkeitsentwicklung der im kleinen Topf mit Mischgut aus der Aufbereitungsanlage in Deisswil hergestellten Prüfkörper der Felder 1 und 2 aufgetragen. Die angegebenen Druckfestigkeiten wurden wiederum nach den entsprechenden Zeiträumen mit und ohne 4-stündiger Wasserlagerung geprüft. Auch an den Baustellenproben sind die sehr markanten Druckfestigkeitszunahmen und die hohen Druckfestigkeiten des baustellengemischten Stabilisierungsmaterials festzustellen, sowie die Gleichmässigkeit der Festigkeitsentwicklung der zu zwei verschiedenen Zeiten entnommenen Proben.

Ein Vergleich der Feldproben mit den Laborproben bezüglich der Verdichtungswerte am Material mit Maximalkorn 10 mm ergibt folgendes Bild (Tabelle 5):

	idealer Wasser-gehalt (%)	entsprech. Trocken-rohdichte (t/m3)
Laborproben (Material Feld 1)	8.5	2.10
Feldproben		
Feld 1	7.2	2.10
Feld 2	6.8	2.12

Tabelle 5

Es zeigt sich eine sehr gute Uebereinstimmung der Feld und Laborverdichtungswerte.

6.3.2 Vergleich der Festigkeitsentwicklung der Labor- und Feldproben

In Beilage 22 wird der Vergleich der Festigkeitsentwicklung der Labor- und Feldproben dargestellt. Als mit den Baustellenproben vergleichbare Laborproben werden die Proben mit 8 % Zementgehalt verwendet und zwar die Druckfestigkeitsmittelwerte der Wassergehalte 6.5 % und 8.5 %, entsprechend den Feldwassergehaltswerten gemäss Tabelle 5. Die detaillierten Werte der Laborproben sind aus Beilage 15, 17 und 18 ersichtlich. Die auf der Mischanlage beigegebene Zementdosierung von 110 kg/m3 enspricht bezogen auf den Anteil kleiner 10 mm ebenfalls 8 %.

Der auffallendste Unterschied beim Vergleich zwischen Feld- und Laborproben ist das durchwegs höhere Druckfestigkeitsniveau der Feldproben bei ungefähr ähnlichem oder gleichem Zementgehalt. Eine Erklärung dafür kann nicht gegeben werden. Spekulativ könn-

te darauf hingewiesen werden, dass im Felde die Aufbereitung an Mischgut aus der erdfeuchten Bodenphase erfolgt, während im Labor der Boden zur Vereinfachung der Operationen bei 60 °C (oder höher) vorgetrocknet wird. Damit könnten im Feinstanteil des Bodens bereits Aggregatänderungen eintreten die andere Bindekräfte mit dem Zement aufbauen.

6.3.3 Bohrkerne

An den beiden Einbaustellen Feld 1 (km 8.4) und Feld 2 (km 9.9) wurden Bohrkerne aus der oberen zementstabilisierten Schicht gebohrt. Der Bohrkerndurchmesser betrug 74 mm und die Bohrkerne wurden für die Prüfung auf 150 mm abgelängt. An den Bohrkernen wurde die Druck- und Querzugfestigkeit bestimmt. Die Ergebnisse sind aus Tabelle 6 ersichtlich.

Feld	1	2
Prüfalter (Tage)	200	28
Druckfestigkeit (N/mm2) (Anzahl Proben)	14.5 (5)	6.4 (17)
Querzugfestigkeit (N/mm2) (Anzahl Proben)	2.4 (5)	0.6 (5)
Trockenrohdichte (t/m3)	2.22	2.21

Tabelle 6

Zum Vergleich der Festigkeitsentwicklung wurden die Werte der Bohrkerndruckfestigkeitsprüfungen in die Beilage 22 eingetragen. Obwohl nur wenig zeitlich gestaffelte Werte vorhanden sind, er-

scheint es, dass das effektive Bauwerksmaterial noch wesentlich grössere Festigkeitsentwicklungen durchläuft als die im Labor und im Feld hergestellten Proben.

6.3.4 Sekundärstrukturen

Nach einer an der ETH-Zürich 1982 veröffentlichten Dissertation [27] kann mit Hilfe von Triaxialversuchen die Sekundärstruktur von zementstabilisiertem Material dazu verwendet werden um den minimal notwendigen Zementgehalt für die Materialstabilität zu bestimmen. Durch diesen Beitrag angeregt, wurde versucht die Methodik zu erweitern und auch auf den einfachen Druckversuch anzuwenden. Dazu wurde ein Bohrkern aus Feld 2 (Prüfalter 28 Tage) bei der Druckfestigkeitsprüfung vollständig zerdrückt und durch anschliessendes Aussieben der getrockneten Rückstände die Sekundärstruktur bestimmt. Da es sich beim Bohrkern um effektives Bauwerksmaterial mit gleichem Maximalkorn wie der Ausgangsboden (Primärstruktur) handelte, wurde der Strukturvergleich auf das tatsächlich verwendete Maximalkorn von etwa 60 mm bezogen (Beilage 24).

Nach der Talbot-Gleichung für Kornverteilungen

$$p = 100\left(\frac{d}{D}\right)^x$$

wobei p : Siebdurchgang in %
D : Maximalkorn
d : Sieböffnung
x : Talbot - Exponent

weist das unstabilisierte Ausgangsmaterial von Feld 2 (siehe auch Beilage 7) eine Primärstruktur mit einem Talbot-Exponenten von ungefähr 0.2 auf. Nach dem Druckfestigkeitsversuch weist der zerbrochene Bohrkern eine Sekundärstruktur mit einem Talbot-Exponenten von ungefähr 0.9 auf.

Nun könnte postuliert werden, dass eine Sekundärstruktur mit einem Talbot-Exponenten von 0.5 für eine genügende Stabilität hinreichend wäre. Der Talbot-Exponent 0.5 entspricht der Fullerkurve. Sofern sich dieses Postulat vernünftig vertreten lässt (siehe dazu auch die Ausführungen in Kapitel 7), könnte mit einer sehr einfachen und schnellen Methode die Zementdosierung optimiert werden.

7. ERGEBNISSE DER BODENMECHANISCHEN UNTERSUCHUNGEN

7.1 Das Risseproblem

Wird über Bodenstabilisierung mit Zement gesprochen, geschrieben oder diskutiert, tritt mit Sicherheit innert kürzester Zeit das Thema "Rissbildung" auf. Ja, es könnte füglich behauptet werden, dass wenn das Thema "Risse" nicht existieren würde, die Bodenstabilisierung mit Zement die "ideale" Strassenbauweise wäre. Es soll in diesem Kapitel der Versuch unternommen werden, die Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen anhand der Risseproblematik darzustellen und allfällige Ansätze zu der Problemlösung aufzuzeigen.

Grundsätzlich sollen die zwei wesentlichsten Arten der aus materialtechnologischen Gründen auftretenden Risse in die Ergebnisdarstellung miteinbezogen werden. Risse infolge Bodensetzungen, wie sie auf stark setzungsempfindlichem Untergrund vorkommen können (und speziell im Abschnitt Schönbühl-Lyss[11]auch vorgekommen sein mögen) sollen hier nicht betrachtet werden, ebensowenig Risse infolge Strukturüberlastung, welche in das Gebiet der Dimensionierung gehören.

Materialtechnologische Risse entstehen grundsätzlich durch Volumenänderung der Baumaterialsubstanz. Bei der Bodenstabilisierung mit Zement sind vor allem die folgenden zwei Faktoren für eine Volumenänderung verantwortlich:

1. Feuchtigkeitsänderung
2. Temperaturänderung

Bei der Feuchtigkeitsänderung wird der Austrocknungsvorgang massgebend und es kommt zum

Schrumpfriss

Es findet ein echter Schrumpfvorgang statt, wie er in der Boden-

mechanik bekannt ist. Die Schrumpfgrenze bildet die Masszahl für die Bestimmung dieses Vorganges. Gelingt es, die Bausubstanz bei einem Wassergehalt unter der Schrumpfgrenze einzubauen, so können die Schrumpfrisse vermieden werden[17],[18] . Massgeblich für die Vermeidung dieser Risseart wird die Steuerung des Mehrkomponentenmaterials über den Sättigungswert. Der Schrumpfriss tritt hauptsächlich in der Frühphase der Abbindeentwicklung auf (Tage bis Wochen).

Bei der Temperaturänderung werden in unseren Breitengraden die Kälteeinbrüche massgebend und es kommt zum

Kontraktionsriss

Zum Kontraktionsriss infolge tiefer Temperaturen führt vor allem hohe Festigkeit, hoher Elastizitätsmodul oder ganz allgemein steifes, unelastisches Verhalten der Baumaterialsubstanz. Dass zusätzliche Reibungseffekte zwischen den einzelnen Schichten (Untergrund-Stabilisierung-Belag) eine Rolle mitspielen, sei nur am Rande vermerkt. Zur Verminderung von Kontraktionsrissen ist somit eine Stabilisierung mit möglichst elastischem Verhalten anzustreben oder ein Baumaterial mit möglichst geringen aber hinreichenden Festigkeiten. Hier ist vor allem zu beachten, dass bei Verwendung von hydraulischen Bindemitteln in der Bodenstabilisierung durch fortschreitende Hydratation die Festigkeiten mit der Zeit beträchtlich zunehmen können. Kontraktionsrisse sind daher Risse die in einer Spätphase der Abbindeentwicklung auftreten. Es besteht die begründete Vermutung, dass sie erst bei Ueberschreiten einer Grenzfestigkeit auftreten, was je nach Zementdosierung nach mehr oder weniger langen Zeiträumen der Fall ist (Jahr bis Jahre).

7.2 Problemkreis Feuchtigkeitsänderung - Schrumpfrisse

Aus der Stabilisierungsprüfung am Kornanteil kleiner 10 mm geht klar hervor, dass wenn es gelingt, einen idealen Wassergehalt

einzuhalten, für einen bestimmten Zementgehalt dabei die höchste Festigkeit erreicht wird. Wie bereits mehrfach erwähnt spielt der Sättigungswert eine wesentliche Rolle[17][18]. Aus Beilage 9 ist klar ersichtlich, dass die höchsten Festigkeiten bei einem Sättigungsgrad knapp unter 80 % erreicht werden. Gleichzeitig stellt sich dabei ein Luftporengehalt im Frischzustand von rund 5 % ein, ein Gehalt welcher in der Betontechnologie als notwendig für genügendes Expansionsvolumen bei Gefrieren auch unter Temperaturschock (Frost-Tausalz) erachtet wird. Zudem ist aus dem Frosthebungsversuch ersichtlich, dass beim idealen Wassergehalt auch mit geringstem Zementgehalt keine Frosthebungen auftreten (Beilage 10). Wird hingegen der Wassergehalt zum optimalen oder darüber hinaus erhöht, nehmen die Frosthebungen zu. Bei der Prüfung des stabilisierten Bodens mit Frost-Auftauzyklen und anschliessender mechanischer Beanspruchung tritt ebenfalls beim idealen Wassergehalt und konstantem Zementgehalt der geringste Masseverlust auf (Beilage 19). Bei dieser Mehrfachbeanspruchung durch Frost-Auftauzyklen im Gegensatz zur einmaligen Beanspruchung im Frosthebungsversuch wirkt sich auch die trockene Seite vom idealen Wassergehalt ungünstig auf das Stabilitätsverhalten aus.

Ohne die Resultate der petrographisch-morphologischen Untersuchung vorwegzunehmen, kann für die Baupraxis festgehalten werden, dass bei exakter Einhaltung des idealen Wassergehaltes (Sättigungsgrad zwischen 70 % und 80 %) mit minimalstem Zementgehalt, höchste Festigkeiten, minimalste Hebungen und minimalster Masseverlust auftreten. Daraus ist zu schliessen, dass bei einem solchen Verdichtungszustand keine oder nur minimalste Volumenänderungen auftreten, der Feuchtigkeitsgehalt damit am geringsten einer Aenderung unterworfen ist und damit die Schrumpfprobleme gemeistert werden können.

Nicht vergessen werden darf bei der Bestimmung des idealen Einbauwassergehaltes der Einfluss der Zeit zwischen der Aufbereitung und der Verdichtung des Materials, welche eine Verschiebung des idealen Wassergehaltes nach der nassen Seite bewirkt

[28] . Anstelle einer allfälligen Wasserzugabe bei längerer Liegezeit des Mischgutes ist die Zeitverschiebungswirkung durch höhere Verdichtungsenergie zu kompensieren.

7.3 Problemkreis Temperaturänderungen - Kontraktionsrisse

Böden, die keinem Schrumpfprozess mehr unterliegen verhalten sich elastoplastisch: Bei Temperaturänderungen treten keine Risse auf. Ziel der materialtechnischen Bodenstabilisierung muss es deshalb sein:

So elastisch wie möglich, so starr wie nötig

Die Starrheit oder Steifigkeit kann bei diesem System aus "günstigem lokalem Massenmaterial" über die Schichtdicke gelöst werden. Es gilt deshalb den Baustoff so elastisch wie möglich herzustellen, oder vereinfachend formuliert, die Festigkeit massgebend zu reduzieren.

Im folgenden soll versucht werden, aufgrund der Labor- und Felduntersuchungen eine praktische Aussage zu formulieren um das erwählte Ziel der "grossen Materialelastizität" zu erreichen.

Ausgehend von der erstaunlichen Tatsache, dass zementstabilisierter Boden sich in seiner Festigkeitszunahme wesentlich anders verhält als Beton (Beilage 23) und wesentlich höhere Zuwachsraten aufweist, muss zur Erreichung geringerer Endfestigkeiten mit geringeren Anfangsfestigkeiten begonnen werden.

Unter der hypothetischen Annahme, dass es einen Festigkeitswert gibt, der zur Vermeidung von Kontraktionsrissen nicht überschritten werden darf, muss ein Bodenstabilisierungsmaterial so mit Bindemittel vermischt werden, dass es während der Gebrauchsdauer diesen Wert nicht überschreitet (Beilage 25).

Auf die konkrete Untersuchung bezogen bedeutet das, dass die

laborbezogenen Festigkeitswerte (und jene der Norm [10]) reduziert werden müssen. Die Neufestlegung eines solchen Wertes wird wie folgt begründet:

1. Aus Beilage 22 ist ersichtlich, dass Feldproben bei ungefähr gleichem Zementgehalt im gleichen Alter höhere Festigkeiten aufweisen (Begründung in 6.3.2). Die Laborproben entsprechen einem Zementgehalt von 8 % (Beilage 15). Aus dieser Beilage ist die ausserordentlich starke Festigkeitszunahme zwischen 90 Tagen und 4 Jahren ersichtlich.

2. Der Zementgehalt muss also geringer sein als diese 8 %. Wird die Festigkeitsentwicklung mit 4.5 % Zement betrachtet (Beilage 14, Abb. mit Wasserlagerung), zeigt sich, dass die Festigkeitszunahme im gleichen Zeitraum nicht überproportional zunimmt. Eine assymptotische Angleichung an einen Festigkeitsgrenzwert analog Beilage 25 ist noch im Bereich bis 10^4 Tage vorstellbar.

3. Damit ergibt sich für eine Laboruntersuchung (hier noch am Anteil kleiner 10 mm) einen Anfangsdruckfestigkeitswert bei 7 Tagen von 1 N/mm2 für den idealen Wassergehalt.

4. Auf die neue Norm übertragen [10] ergibt sich mit der Gleichung nach 6.2.2 und nach Beilage 20 für die Proben im AASTHO-Topf eine Druckfestigkeit von 1.8 N/mm2, eine Druckfestigkeit, die unter dem in der neuen Norm angegebenen Druckfestigkeitsbereich von 2...4 N/mm2 liegt. Aus Beilage 19, Darstellung 5 kann für diese Festigkeit ein Zementgehalt von 4.5 % abgelesen werden, was wiederum den Zusammenhang in Beilage 20 bestätigt. Aus Beilage 19, Darstellung 6 wird ersichtlich, dass ein Zementgehalt von 4.5 % auf der sichereren Seite liegt als jener von 3 %. Damit bestätigt

sich auch die unter 6.2.1, Darstellung 6 postulierte Verringerung des zulässigen Masseverlustgrenzwertes auf 10 % für diesen Boden.

Praktisches Fazit dieser aus der Untersuchung begründbaren Festigkeitsreduktion wäre, dass die Zementdosierung bei der effektiven Aufbereitung des Materials auf 80 kg/m3 anstelle von 110 kg/m3 hätte festgelegt werden können. Dass eine niedrigere Dosierung als die gewählte möglich gewesen wäre, zeigt sich auch aus dem Verlauf der Sekundärstruktur (Beilage 24). Eine geringere als die gewählte Dosierung hätte zu einer Sekundärstruktur mit Talbotexponent um 0.5 geführt, welche als genügend für Stabilität erachtet werden kann (siehe 6.3.4). Es muss jedoch gleich beigefügt werden, dass diese Aussage für die untersuchten beiden Kornverteilungen (Beilage 6) gilt. Die grosse Inhomogenität der Kiesgrube (Beilage 8) hat jedoch aus ausführungstechnischen Gründen eine höhere Dosierung gerechtfertigt.

Es soll zum Schluss noch ein Versuch unternommen werden, eine Grössenordnung für den postulierten Festigkeitsgrenzwert anzugeben. Die folgenden Hinweise sollen als Anregungen für weitere Untersuchungen und Beobachtungen gelten:

Nach Aussage der Baubehörde sind auf dieser Strecke mit der Zeit Risse aufgetreten. Eine genaue zeitliche Erfassung ist nicht möglich. Aufgrund der Erfahrung treten Risse bei ähnlichen Oberbaustrukturen im Verlaufe einiger Jahre auf. Eine Beschreibung des Verhaltens solcher Risse ist aus den Erfahrungen des Kantons Zürich vorhanden [29] . Wird nun angenommen, dass die Kontraktionsrisse zwischen ein bis vier Jahren entstehen, so kann aus Beilage 22 (Abb. ohne Wasserlagerung) für diesen Zeitraum ein Druckfestigkeitsbereich der Labor-und Feldpoben sowie der Bohrkerne zwischen 8-16 N/mm2 festgestellt werden.

Dieser auf die der Untersuchung am Material kleiner 10 mm bezogene Druckfestigkeitsbereich sollte demnach,sofern die Hypothese der Rissbildung akzeptiert wird, unterschritten werden.

Für den Anteil kleiner 10 mm ergäbe sich damit ein Grenzwert um 8 N/mm2. Gemäss der Untersuchung und den Darlegungen unter 7.3.2 erscheint dies bei einer Labordosierung von 4.5 % Zement möglich (Beilage 14). Bezogen auf die andere Probeform der neuen Norm mit Hilfe der Gleichung aus Beilage 20, ergäbe sich ein Grenzwert um 12 N/mm2, der während der Gebrauchsdauer nicht überschritten werden dürfte. Interessant ist dazu die Feststellung aus den deutschen Vorschriften über hydraulisch gebundene Tragschichten, die bei Ueberschreiten einer Festigkeit von 12 N/mm2 nach 28 Tagen (bei vorgeschriebenen Eignungsprüfungswerten von 7-12 N/mm2 nach 28 Tagen) zur Vermeidung wilder Risse vorsorglich das Einbringen von Kerben in die frische Schicht vorschreiben [30].

7.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Aufgrund der Zielsetzung, das Verhalten von Laborproben und Feldproben zu vergleichen, können aus der bodenmechanischen Untersuchung folgende Ergebnisse in Kurzfassung angegeben werden:

1. Es gibt einen idealen Wassergehalt bei dem zementstabilisierter Boden bezüglich Festigkeit und Frostbeständigkeit optimale Eigenschaften aufweist.

2. Die Festigkeitsentwicklung ist bei zementstabilisiertem Boden mit zunehmendem Alter wesentlich grösser als bei Beton, wobei vergleichbare Feldproben höhere Festigkeitswerte aufweisen als Laborproben.

3. Aufgrund der grossen Festigkeitsentwicklung sollte der in der neuen Norm [10] angegebene Festigkeitsbereich von 2...4 N/mm2 auf einen Wert von 2 N/mm2 begrenzt werden. Der Masseverlust nach Eignungsprüfung sollte eventuell auf 10 % reduziert werden.

4. Es wird eine Hypothese über die Herstellung von möglichst kontraktiosrissefreien Stabilisierungen aufgestellt, wobei ein während der Gebrauchsdauer nicht zu überschreitender Druckfestigkeitsgrenzwert um 12 N/mm2 postuliert wird.

8. UNTERSUCHUNGEN LPM I
Gefügeaufbau und Gefügezustand
Petrographisch-morphologische Untersuchungen

8.1 Grundsätzliches

Die mechanischen und physikalischen Messergebnisse der Probenserien Labor und Feld in dieser Forschungsarbeit sollen mit dem Beitrag seitens des Baustoffprüfinstitutes LPM AG gefügeanalytisch untersucht werden.

Die gefügeanalytischen Untersuchungen erfolgen an je drei speziell präparierten Dünnschliffen im Mikroskop. Diese Untersuchungen werden bei ca. 35-facher Vergrösserung durchgeführt mit:

Polarisation:
für Verteilung des Zementsteins in der Bodenstabilisierung
- Bestimmung der Zementart und Zementhydratation
- Bestimmung störender Bodenanteile
- Erkennen von Hydratationsstörungen im Zementstein

Fluoreszenz:
- für Bestimmung der Ausbildung und Verteilung der Kapillarporen
- für Bestimmung der Ausbildung und Verteilung der Makroporen
- Risseausbildung: Rissart, Rissverteilung
- Charakterisierung der Gefügetypen aus den Poreneigenschaften.

Die Durchführung der Gefügeanalysen erfolgte in Anlehnung an die mikroskopischen Kontrolluntersuchungen der Bodenstabilisierung mit Zement beim Flughafenausbau Kloten 1974-76 [31].

Ziel der mikroskopischen Untersuchungen ist die Erfassung der Gefügeeigenschaften in Abhängigkeit der Mischung Zement-Wasser-Bodenmaterial.

Aus den Gefügeeigenschaften sollen Beurteilungskriterien erhärtet werden, welche ursachenbegründend erkennen lassen:

- Frostempfindlichkeit

- Risstendenz

- Gefügequalität und Zusammenhang mit mechanischen und physikalischen Eigenschaften.

Das Untersuchungsziel verfolgt über die Beurteilungskriterien eine Möglichkeit zur labormässigen Optimierung einer Stabilisierung einerseits und dann zur Früherkennung und baubegleitenden Steuergrössenkontrolle andererseits. Ergänzend zu den mikroskopischen Gefügeuntersuchungen werden die Porenkennwerte und die Dichtigkeit der Proben physikalisch gemessen.

Zur Korrelation der mikroskopischen Untersuchungen wurde:

- Die Frostempfindlichkeit physikalisch gemessen, nach sechs Frosttauzyklen -20/+20°C Prüfung II, Baustoffprüfung LPM AG (siehe Kapitel 9).

- Die Frosthebung gemessen nach der bodenmechanischen Prüfanordnung (siehe Kapitel 6.1.2).

8.2 Probenherstellung für Mikroskopie und Untersuchungen I

Die Gesamtuntersuchung basiert auf den 19 Probenserien A bis T gemäss Tabelle 7:

Probenbezeichnung		Proben gemäss Detailschema in Beilage 4
LPM	BeAG	
A-I	1 - 9	(1) Laborprüfung SN, Anteil < 10 mm (gleiche Proben wie Kapitel 6.1)
M-R	10 - 15	(2) Laborprüfung ASTM/PCA, Anteil < 20 mm (gleiche Proben wie Kapitel 6.2)
K S	T 6 (Feld 1) II F (Feld 2)	(3) Baustellenüberwachung (gleiche Proben wie Kapitel 6.3.1)
L T	T 6 BK (Feld 1) II F BK (Feld 2)	(4) Eingebaute Stabi, Bohrkerne (gleiche Proben wie Kapitel 6.3.3)

Tabelle 7

Von jeder der 19 Probenserien A-T wurden dem Baustoffprüfinstitut LPM AG je sechs Zylinderproben vom Labor Betonstrassen AG zugestellt. Eine Zusammenstellung der Proben aller Serien ist in Beilage 34 gegeben. Die Angaben über die Herstellungsdaten der Proben (Datenblock 100) stammen von der Betonstrassen AG.

Die Probenaufbereitung für die Mikroskopie und Untersuchungen I erfolgte nach dem Schema der Beilage 26. Die einzelnen Untersuchungsschritte gemäss dem Schema sind:

8.2.1 Dünnschliffpräparation (LPM-Code E 302)

1. Sägen Probeblöcke 30 x 55 x 15 mm
2. Abtrennen der Randgebiete je 4 mm auf Blocklänge 45 mm.
3. Vakuumtrocknung bei 20°C bis Erreichen Vakuum 10-3 mm Hg.
4. Imprägnieren mit elastischem Stabilisierungskunststoff Typ EPI-LPM, enthaltend Fluoreszenzfarbstoffe für Porenmarkierung.
5. Abschleifen des imprägnierten Blockes um ca. 1 mm in markierte und stabilisierte Schicht, ca. -1 mm unter Sägeschnittebene.
6. Diese Fläche nach Punkt 5 anpolieren und auf Objektträger kleben mit KU 83-LPM.
7. Endfertigung der Dünnschliffe mit gebundenem Diamantwerkzeug auf ca. 0.020 mm Dünnschliffdicke.
8. Abdecken der Schliffpräparate mit Deckglas und DU 83-LPM.

Gefügeanalysen: Beilage 34, Datenblock 300, 700, 800
Gefügebeurteilung: Beilage 34, Datenblock 500, 800

8.2.2, 8.2.3 Wasseraufnahmekoeffizienten, A-Werte (LPM-Code E 101)

1. Reinigen der Schnittebene der Probenscheiben 8.2.2 und 8.2.3.
2. Trocknen bis Gewichtskonstanz bei 60°C.
3. Messen des Wasseraufnahmekoeffizienten nach DIN 52617 modifiziert nach 1, 2, 3, 5, 15, 60 Minuten.
   Auswerten der A-Werte in $kg/m2xh^{0.5}$.

Die Auswertung erfolgt für die drei obenliegenden Probenscheiben als Mittelwert $\bar{x}$ o und separat für die drei untenliegenden Probescheiben als Mittelwert $\bar{x}$ u.

Messwerte: Beilage 34, Datenblock 400

8.2.4, 8.2.5 Poren-Sättigungskennwerte (LPM-Code E 100)

1. Nach erfolgter Messung der Wasseraufnahmekoeffizienten 8.2.2-8.2.3 wurden die drei obenliegenden und die je drei untenliegenden Probescheiben wieder bei 110°C gewichtskonstant getrocknet.

2. Messen der Kapillarwasseraufnahme A5 nach DIN 52103 modifiziert (Tabellenwert 201) unter normalen atmosphärischen Bedingungen mit Sättigung bis Gewichtskonstanz.
   Kapillarporosität A5 auch bezeichnet als Porosität n*.
3. Trocknung 110°C bis Gewichtskonstanz.
4. Messen der Vakuum-Drucksättigung Av 1 bar nach DIN 52103 modifiziert (Tabellenwert 202) mit Sättigung bis Gewichtskonstanz.
   Die Gesamtporosität Av wird auch bezeichnet als Porosität n.
5. Trockenraumgewicht Rd bei 110°C (Tabellenwert 200).
6. Hohlraumdifferenz LG aus Av minus A5 (Tabellenwert 204).
7. S-Wert aus A5:Av (Tabellenwert 203).
8. V3-Kennwert (LG x 100) : A5 (Tabellenwert 703).
9. Zn* (Tabellenwert 702).
   Kapillarporosität A5 bezogen auf Zementsteingehalt Zf.
   Zf berechnet aus den Mischungsangaben BeAG (Tabellenwert 104-109): lt Zement plus lt Wasser bezogen auf Trockenraumgewicht, plus lt Makroporen LA aus Porenanalyse, plus lt Feinsandanteil einheitlich 10 % vom Gesamtzuschlag.

8.3 Gefügeanalyse und petrographisch-morphologische Gefügebeurteilung

Je Probenserie ergaben drei Dünnschliffpräparate gemäss 8.2.1 zusammen analysiert ein Ergebnis für die jeweilige Serie.

8.3.1 Gefügeanalysen quantitativ
Porenanalysen, Bilddatenanalysen TAS-LPM

Differenzierung der fluoreszenzmarkierten Makroporen im Gefüge der Zementstabilisierungsproben.

Mikroskopische Einrichtung:
Fluoreszenzmikroskopie mit Durchlichterregung Halogen 200, Erregerfilter FITC, Dunkelfeldkondensor und Sperrfilter 510/530.

Kapillarporen < ca. 0.010 mm Ø färben den Zementstein homogen gelb und lassen die Verteilung der Kapillarporen an der Intensität der Gelbfärbung erkennen und die Höhe des Anmachwassergehaltes kann daraus geschätzt werden.

Die Makroporen, kugelige oder kugelartig Hohlräume > 0.020 mm, können sowohl isoliert, einzeln auftreten, oder miteinander kommunizierend verbunden sein.

Für die Analyse der Makroporen 0.020 mm arbeitet der TAS-LPM Bilddatencomputer mit einem Messprogramm PO-50.

Eingaben für Computerprogramm PO-50:
Zementleimgehalt bei der Verarbeitung K = lt Zement plus lt Wasser.

Schliffdicke T= 0.020 mm.
Anzahl Messfelder pro Schliff 50, bei drei Schliffen total 150.

Die Messtechnik, die stereometrischen Grundlagen und die Statistik im Messprogramm PO-50 entsprechen der Porenanalyse bei Beton gemäss der Norm SN 640461, Ziff. 43: Richtlinien zur Bestimmung und Prüfung der Frost-Tausalzbständigkeit von Zementbeton[32].

Ein Beispiel einer Porenanalyse ist in Beilage 27 dargestellt. Die Ergebnisse sind in Beilage 34, Datenblock 300 zusammengefasst:

- LA Vol.%, Makroporenvolumen für Poren > 0.02 mm Ø.
- L-300 Vol.%, Anteil der Poren zwischen 0.02 - 0.3 mm Ø.
- Spezifische Porenoberfläche α in mm^{-1}.
  je näher α der Linearanalyse mit dem α der stereometrisch berechneten Verteilung liegt, umso eher entspricht die effektive Porenform den kugeläquivalent berechneten Verhältnissen. Bei Zementstabilisierungen ist eine lockergefügeartige Makroporosität wesentlich günstiger als bei herkömmlichen betontechnologischen Baustoffen. Das α der Linearanalyse bei Stabilisierungsproben sollte deshalb wesentlich höher sein als das α der kugeläquivalenten Berechnung.
- AF Abstandsfaktor: Ist der Abstand eines beliebigen Punktes im Gefüge der Zementstabilisierung zu den nächstliegenden Makroporenoberflächen.

Parallel zur Gefügeanalyse erfolgt die petrographisch-morphologische Beurteilung der Gefügeeigenschaften und der Gefügebesonderheiten gemäss nachstehendem Kapitel.

8.3.2 Gefügebeurteilung qualitativ, Gefügequalität, petrographisch-morphologische Beurteilung

Charakterisierung Kennwert MOQ (Tabellenwerte 705)

Das Gesamtgefüge der Stabilisierungs-Proben wird aufgrund des Auswertungsblattes I.b als MOQ beurteilt (Beispiel Beilage 28): Die Indizes in der Beurteilung der Gefügeeigenschaften resultieren aus einer quantitativen Erfassung mit gezählter Anzahl Störeinheiten pro cm2, der entsprechenden Zuordnung in die Kategoriengrössen: wenig, mittel, häufig und entsprechendem Index. Die Indexierung erfolgt gemäss der Liste in Beilage 29.

Diese Qualitätsbeurteilung erfolgt für:

A - Makroporen

C - Risse

E - Störungen im Zuschlagverbund

F - Zementsteinausbildungen in Form von Linsen, Knollen

Charakterisierung Kennwert MO1 (Tabellenwerte 500)

Die LA-α-Beziehung, ausgedrückt als Q2, wird auf die gemessene Gesamtkapillarität Zn* bezogen.

Berechnungsgrundlage gemäss Beilage 30.

Mit dem Kennwert MO1 wird der Zustand charakterisiert, welcher aus den Eigenschaften der Makroporosität LA im Volumen und der Feinheit der Makroporosität α , und der Grundlast im Kapillarwassergehalt Zn*, resultiert. Anders formuliert, wird mit dem MO1 der als V3 gemessene und berechnete Gleichgewichtszustand qualitativ in Bezug auf seine positiven oder negativen Eigenschaften hin bewertet.

$$MO1 = Q2 + \left(\frac{Zn^*}{10}\right)^2$$

Gefügetyp - Qualitätstyp (Tabellenwerte 500)

Gemäss der Fotodokumentation auf den nächsten beiden Seiten für:

A - Grobe Lunkernporosität

B - Kompaktes Gefüge mit regelmässig feiner lunkerartiger Makroporosität

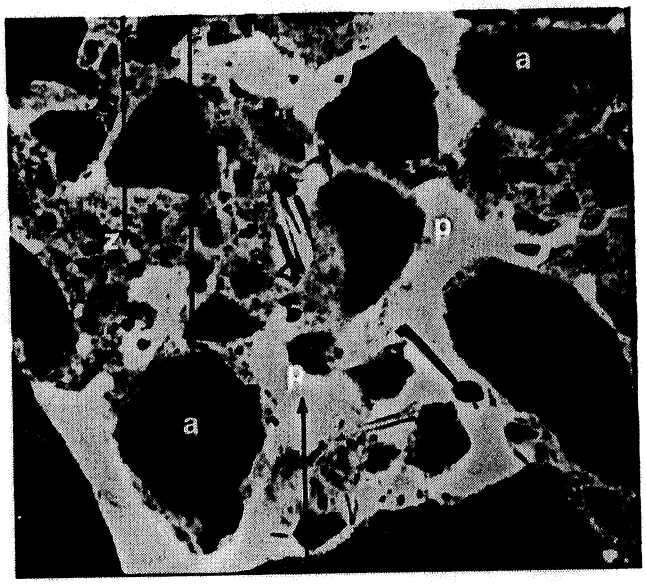
C - Mischtyp B, jedoch mit unregelmässigen Knollen und Linsen

D - Homogenes, fettes Gefüge, kompakt praktisch ohne Lunkerporosität

Fotodokumentation Gefügetyp - Qualitätstyp A und B

TYP A

Grobe Lunkernporosität, schlechte Verbundqualität. Ausgeprägtes Lockergefüge. Die grobe kommunizierende Lunkerporosität dominiert.



Vergr. ca. 40x Fluor

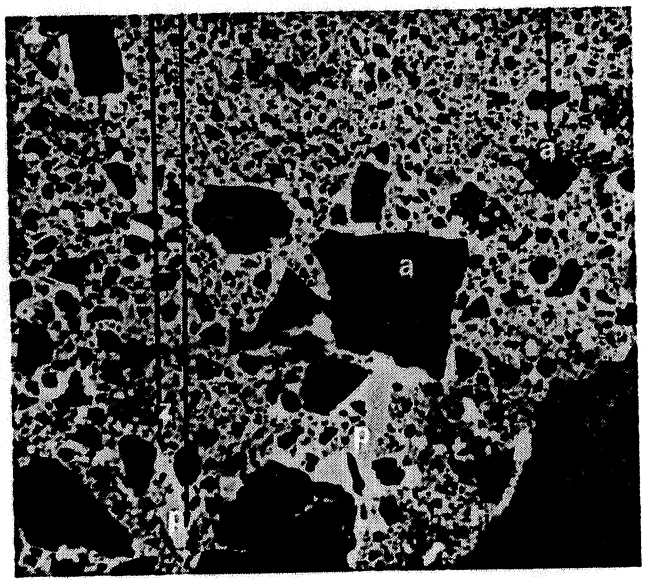
p - Poren

a - Aggregate-Zuschlag

z - Zementstein

TYP B

Kompaktes Gefüge regelmässig durchsetzt mit feiner, lunkernartiger Makroporosität. Feines und regelmässiges Lockergefüge bei sonst gleichmässiger Stoffraumverteilung wie A.



Vergr. ca. 40x Fluor

p - Poren

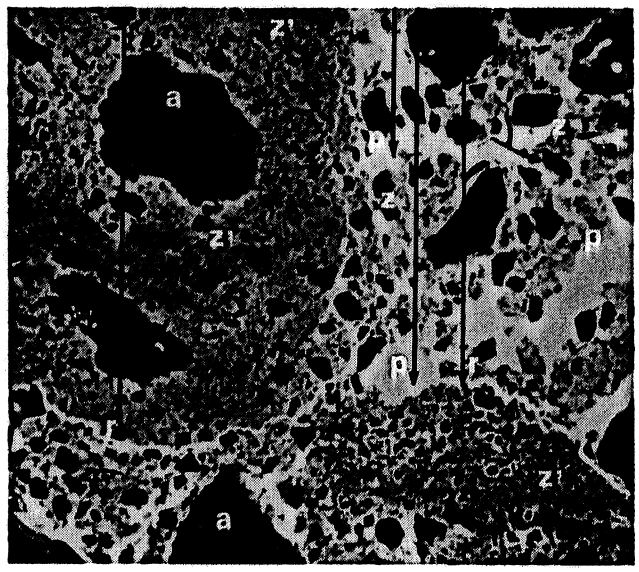
a - Aggregate-Zuschlag

z - Zementstein

Fotodokumentation Gefügetyp - Qualitätstyp C und D

Typ C

Mischtyp B mit groben Lunkern wie A. Ungleichmässiges Gefüge mit Partien Typ A und B durchmischt. Typisch treten Zementlinsen in Erscheinung. Risse sind meist lokal auf diese Zementlinsen konzentriert.

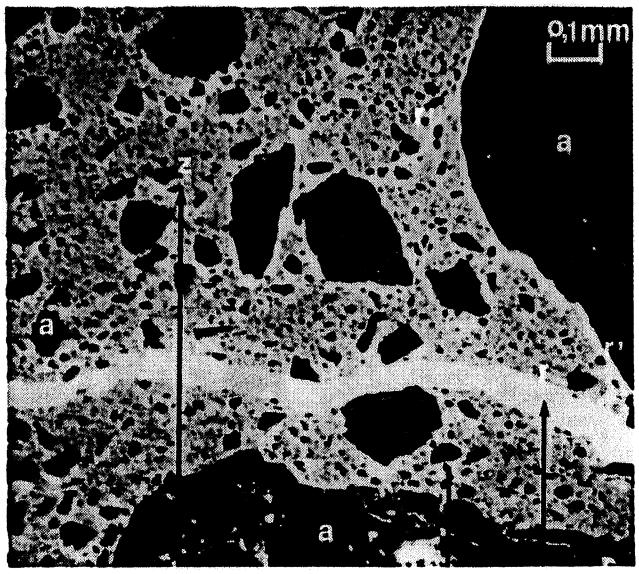


Vergr. ca. 40x Fluor

p - Poren
a - Aggregate-Zuschlag
z - Zementstein
z' - Zementlinsen
r - Risse

TYP D

Homogenes, fettes Gefüge praktisch ohne Lunkern. Der Zementstein füllt alles aus. Durch den kompakten Zementstein entsteht ein homogener, feinporöser Zementsteinschwamm. Die Zuschlagstoffe sind voll in diesen integriert, ganz im Gegensatz zum Typ A. Im meist hochkapillaren Zementstein können kugelförmige, isolierte Makorporen einzeln auftreten. Der bindemittelreiche, fette Zementstein zeigt viele Feinrisse oder Grobrisse, oft auch beides.



Vergr. ca. 40x Fluor

p - Poren
a - Aggregate-Zuschlag
z - Zementstein
r - Risse grob
r'- Risse fein

8.3.3 Diagnostische Bestimmung der Frostempfindlichkeit aus Gefügeanalyse und Untersuchungen 1

Die Frostempfindlichkeit wird ausgewertet aus den gemessenen Poreneigenschaften und aus den beurteilten Gefügeeigenschaften.

In einem Diagramm aus den Kontrolluntersuchungen beim Flughafenausbau Kloten 1974 bis 1976 [31] wird im oberen Bereich der Belastungszustand dargestellt - siehe als Beispiel das Diagramm in Beilage 31.

Der Belastungszustand besteht aus:
- dem Zementsteingehalt Zf berechnet aus der Mischung, in welchem sich die Grundlast des gefrierbaren Kapillarwassers und auch die als Expansionsräume dienenden Makroporen aufhalten,
- dem Trockenraumgewicht Rd, welches die Mischung und die Verdichtung repräsentiert,
- dem Anmachwassergehalt Wl, welches ein Mass ist für einen bestimmten Anteil später gefrierbarem aufgesogenem Kapillarwasser,
- der effektiven Kapillarwasseraufnahme A5 als Grundlast für den entstehenden Gefrierdruck bei Frost, berechnet als Zn* und somit bezogen auf den Volumenanteil im Zementsteingehalt Zf.

Aus diesem Zustandsbereich folgt die Diagrammkurve in den tieferliegenden Verhältnisbereich, welcher darstellt:
- In V3 das Verhältnis der Volumenzunahme beim Gefrieren des Kapillarwassers A5 zu der vorhandenen Hohlraumdifferenz LG, resp. zu den Expansionsmöglichkeiten. Ein Verhältnis von 10 besagt, dass gleichviel Expansionshohlraum durch LG zur Verfügung steht, wie die Volumenvergösserung durch Eisbildung des gefrierenden Kapillarwassers A5 ausmacht, dass also mit 10 ein theoretisches Gleichgewicht besteht. Mit V3-Werten 20-30-40 wird eine Reserve beansprucht, welche für inhomogene Baustoffe über das theoretische Gleichgewicht hinausgehen muss.

- Mit MO1 Kennwert wird in weiterer Folge der als V3 gemessene Gleichgewichtszustand qualitativ gewichtet, also wie günstig oder ungünstig liegt das V3-Verhältnis qualitativ gesehen vor.
- Mit MOQ endet die Kurve in der Gewichtung der Gefügequalität insgesamt, aus:
  A - Makroporencharakterisierung
  C - Rissetendenz
  E - Verbundqualität
  F - Zementsteinsituation

Der Qualitätsindex MOQ total mit Werten zwischen 0 - >18 bewertet den Gefügezustand. Je grösser der Index ist, umso mehr Gefügestörungen und Schwachstellen enthält das Gefüge, umso stärker kann der Einfluss auf die Frostbeständigkeit sein, oder gar eine Ueberlagerung der durch die Poreneigenschaften bedingten Frostbelastbarkeit stattfinden.

8.3.4 Auswertung aus dem Diagramm für die Frostempfindlichkeit

Entsprechend dem entstandenen Kurvenverlauf im Diagramm (Beilage 31) liegt eine untersuchte Probe in einem bestimmten Bereich. Ein Bereich charakterisiert tendenziell die Frostempfindlichkeit BFQ zwischen Kategorie 1 und Kategorie 3.

Ergibt die diagnostische Bestimmung I der Frostempfindlichkeit wie im beigelegten Beispiel ein Ergebnis entsprechend der Klasse BFQ, so wird erwartet, dass im reifen Probealter von über 28 Tagen dieselbe Probe in einer nachfolgenden physikalischen Frostprüfung ebenfalls sich entsprechend einer Klasse 1 für geringe Frostempfindlichkeit verhält. Vergleiche die diagnostisch ermittelten Frostempfindlichkeiten BFQ (Tabellenwerte 800 in Beilage 34) mit den gemäss Kapitel 9 geprüften Frostempfindlichkeiten entsprechend der Klasse FE (Tabellenwerte 802).

9. PRUEFUNG LPM II
Physikalische Prüfung der Frostempfindlichkeit

9.1 Grundsätzliches

Die physikalische Prüfung II im Baustoffprüfinstitut LPM AG ist:
- einerseits Korrelationsprüfung zur diagnostisch bestimmten Frostempfindlichkeit I mit den Klassen BFQ, resultierend aus Gefügeanalyse und Untersuchungen I, Kapitel 8,
- ist andererseits auch Vergleichsprüfung zu den mechanischen und physikalischen Messergebnissen aller Probenserien Labor und Feld in dieser Forschungsarbeit, insbesondere auch zur Frosthebung der bodenmechanischen Untersuchung.

Die physikalische Prüfung der Frostempfindlichkeit im LPM erfolgte an Prismenproben 30/30/60 mm, welche aus den angelieferten Zylinderproben und Bohrkernproben herausgeschnitten wurden.

Die Durchführung der physikalischen Frostprüfung II im LMP erfolgte in Anlehnung an die Kontrolluntersuchungen der Bodenstabilisierung mit Zement beim Flughafenausbau Kloten 1974-76 [31].

Die Frostprüfung II ist eine Modifikation der Frostprüfung D-R gemäss Norm SN 640461, Ziff. 43, Richtlinien zur Bestimmung und Prüfung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Zementbeton [32](siehe auch 9.2.1).

Entsprechend der gemessenen Grundlast in Form der Kapillarwasseraufnahme A5 (dieselbe Grundlast wie bei der diagnostischen Untersuchung I, Kapitel 8) werden die je drei Prüfprismen 30/30/60 je Serie gewichtskonstant unter atmosphärischen Bedingungen wassergelagert.

Die Frostprüfung II erzeugt in den Proben Spannungen, als Summe von thermischen Spannungen und vor allem von Gefrierdruck-Spannungen infolge Eisbildung beim Gefrieren des Kapillarwassers A5.

Je nach den Poreneigenschaften in einer Probe kann der Eis- resp. Gefrierdruck gering oder sehr hoch werden. Je höher der Eisdruck wird, umso eher entstehen zu grosse Spannungen und als Folge davon plastische Deformationen mit Gefügeauflockerung und letztlich Rissbildungen. Diese plastischen Deformationen sind das Mass der Frostempfindlichkeit bei der physikalischen Frostprüfung II.

Besagt die diagnostische Bestimmung der Frostempfindlichkeit I aus Gefügeanalyse und Gefügeeigenschaften (Untersuchung I, Kapitel 8), dass die Stabilisierungsmischung günstige Porengleichgewichtseigenschaften aufweist und folglich kaum Eisdruck entstehen lässt, und das danebst nicht Gefügefehler und Schwachstellen vorliegen, dass also eigentlich eine geringe Frostempfindlichkeit gemäss der Klasse BFQ 1 vorliegt, so darf erwartet werden, dass dieselbe Stabilisierungsprobe bei den effektiven physikalischen Frostbelastungen auch tatsächlich eine nur geringe Deformation aufweist, also eine Dilatation entsprechend der Klasse FE 1 für geringe Frostempfindlichkeit nicht überschreitet.

Die physikalische Prüfung misst im wesentlichen das elastisch-plastische Verhalten für die Situation des Gefrierens im Zustand der Kapillarporensättigung A5.

Gefügefehler und Schwachstellen können ein System derart überlagern, dass selbst bei bestehendem Porengleichgewicht, infolge der Gefügefehler ein Fehlverhalten bei Frostbelastungen verursacht wird. Die Möglichkeit eines solchen Fehlverhaltens wird in den Beurteilungskriterien der diagnostischen Bestimmung I möglichst umfassend berücksichtigt, speziell in den Gefügecharakterisierungen mit den Kennwerten:

- Qualitätsindex MOQ
- Charakterisierung Kennwert MO1
- Gefügetyp A, B, C oder D.

9.2 Probenherstellung (Beilage 32)

1. Schneiden der Prüfprismen 30/30/60 mm parallel zur Achse der Zylinder- oder Bohrkernproben.
2. Weitere Vorbereitungen der Proben gemäss [32].

9.3 Physikalische Prüfung der Frostempfindlichkeit

1. Die je Serie drei Prüfprismen 30/30/60 mm werden gewichtskonstant unter atmosphärischen Bedingungen auf A5 wassergesättigt.
2. In diesem Zustand werden bei den Proben die Nullmessungen über die vier Längsachsen ermittelt.
3. In diesem wassergesättigten Zustand werden die Proben dicht in Plastikfolie eingeschweisst.
4. Die weitere Prüfabfolge erfolgt gemäss [32], in modifizierter Form.
5. Nach 3, 6, 10 Frost-Tauzyklen wird das Dilatationsverhalten der Proben im einzelnen und als Mittelwert festgestellt. Die Differenz der plastischen Deformation entspricht L ‰.

9.4 Auswertung

1. Das Dilatationsverhalten nach 3, 6 und 10 Frost-Tauzyklen wird umgerechnet auf die axiale Verlängerung per Zementsteineinheit resp. Bindemitteleinheit Zf.
2. Das Dilatationsverhalten L/Zf in ‰ wird nach 3, 6 und 10 Zyklen in das Diagramm des Auswertungsblattes II eingezeichnet. Das Beispiel für die Probeserie 9 dieses Auswertungsblattes ist in Beilage 33 dargestellt.
3. Aus dem Dilatationsverhalten nach 6 Zyklen wird die Dilatation L/Zf in ‰ pro Zykel ermittelt.
4. In Anlehnung an die Kontrolluntersuchungen beim Flughafenausbau Kloten 1974-76 wird die Frostempfindlichkeit FE in den Klassen 1 bis 3 ausgewertet nach den Bereichen in Tabelle 8:

Bewertung	Frostempfindlichkeit gemessene L/Zf Pro Zykel in %o	Klasse FE
geringe Frostempfindlichkeit	≦ 0.50	1
mittlere Frostempfindlichkeit	0.51-1.50	2
hohe Frostempfindlichkeit	> 1.50	3
wasserunbeständige Proben		3
Proben die in der Prüfung II zerfallen		

Tabelle 8

10. ERGEBNISSE
Gefügeuntersuchung petrographisch-morphologische Untersuchungen I und physikalische Prüfungen II

Alle Einzelunterlagen, Messblätter, alle Fotodokumentationen, befinden sich in einem umfassenden Untersuchungsbericht LPM Nr. A-2794 vom 18.4.1984.

Die im Schlussbericht in den Kapiteln 8. und 9. aufgeführten und erklärten Kennwerte sind in der Sammeltabelle in Datenblöcken und Tabellenwerten 100-800 zusammengefasst (Beilage 34).

Die Korrelierbarkeit der Ergebnisse aus den Gefügeuntersuchungen mit den bodenmechanischen Ergebnissen wird nachstehend in den Punkten 10.1 bis 10.8 überprüft, zwischen:

- Frostempfindlichkeit FE, LPM-Prüfungen II
- Frosthebungen, BeAG-Prüfungen
- Frostempfindlichkeit BFQ, LPM-Untersuchungen I
- einzelnen Gefügeeigenschaften und bodenmechanischen Kennwerten
- Laborproben zu Feldproben und zu Bauwerkproben.

10.1 Als Zielgrössenkontrolle zeigt die physikalisch geprüfte Frostempfindlichkeit mit den Klassen FE (Prüfungen II LPM) eine identische Tendenz zu den Frosthebungen gemäss Prüfung BeAG. Die Auswertung in den Frostempfindlichkeiten und FE-Klassen scheint feiner und sensibler zu sein als die Frosthebung BeAG und reagiert zudem deutlicher auf den unterschiedlichen Zementgehalt in den Proben. Diese feiner abgestufte und zudem deutlich zementabhängige Sensibilität zeigt sich auch im Vergleich mit den Festigkeiten, im Vergleich mit den effektiv gemessenen Trockenraumgewichten Rd bei 110°C und etwas weniger deutlich auch bei anderen Materialeigenschaften wie beispielsweise:

- Wasseraufnahmekoeffizient, A-Wert

- Zementsteingehalt Zf

- Zementsteinkapillarität Zn*

- V3 Kennwert

- Gefügeeigenschaften im Einzelnen

10.2 Gleichartige Tendenz lassen die Kennwerte der gemessenen Hohlraumdifferenz LG in den verdichteten und erhärteten Proben erkennen zu den Porengehalten Lf der Proben bei der Verarbeitung. Die Hohlraumdifferenz LG als Porengegehalt reagiert jedoch deutlicher auf den Zementgehalt und vor allem auf die Porosität im verdichteten und erhärteten Zustand, abhängig von der Verarbeitungsviskosität und der Verdichtung trockener und nasserer Mischungen.

10.3 Erstaunlich ist sowohl das Phänomen als auch die Korrelation der Permeabilität und der Wasseraufnahmekoeffizienten in den A-Werten:

Je mehr Wasser, je kleiner wird der A-Wert (dichter) bei jeder PC-Dosierung. Dies wiederspricht an sich den Vorstellungen "je mehr Wasser, je weniger dicht". Allerdings zeigen die A-Werte genau dasselbe Bild wie die BeAG-Messungen der Permeabilität. Mehr Zement bedeutet grundsätzlich eine Verringerung des A-Wertes.

Viel Zement und viel Wasser gibt die kleinsten A-Werte. Die Erklärungsversuche aus der Gefügestruktur:

Je mehr Zement und/oder je mehr Wasser, umso weniger bilden die Poren ein Lockergefüge vom Typ B oder C und umso mehr entsteht ein homogener Gefügetyp D. Dabei entstehen aber auch kleine Permeabilitäten und dadurch hohe Fliessdrücke, und damit erhöht sich die Frostempfindlichkeit. Die Makroporenkompensation bei homogenem Zementstein wäre dann eine dringend erforderliche Voraussetung ähnlich wie bei Mörtel und Beton. Diese Makroporenkompensation fehlt jedoch grundsätzlich bei dem homogenen Gegügetyp D in Stabilisierungen.

10.4 Die Zementsteingehalte Zf scheinen einen logischen Zusammenhang zu haben, sagen allein aber wenig aus.

Deutlicher ist die Aussage in der Grundlast bezüglich Frost, nämlich in der Kapillarwasseraufnahme Zn*, also in der Kapillarwasseraufnahme bezogen auf den Zementsteingehalt Zf. Die Daten Feldlabor und Bohrkern-Bauwerk zeigen in den Kenngrössen Zf und Zn*, dass sie zu den Datenreihen Labor < 10 mm eingeordnet werden können, und dabei eine praktisch identische Aussage haben.

Die V3-Kennwerte als Ausdruck der Gleichgewichtsverhältnisse in den Poren, weisen wohl eine Korrelation zur Frostempfindlichkeit auf, haben aber allein keine deutliche Aussage und Korrelation.

10.5 Im Vergleich der verschiedenen einzelnen Gefügeeigenschaften resp. Gefügekennwerte mit den Frostempfindlichkeiten oder mit der Frosthebung, scheint am deutlichsten die Korrelierbarkeit in der Beschreibung der Gefügetypen A, B, C und D zu liegen.

Die frühzeitige mikroskopische Untersuchung der Gefügetypen scheint somit eine Steuergrösse für Kontrollen vor und während der Bauarbeiten zu sein, und zwar sowohl für Optimierungen als auch für Einbauüberwachungen.

Von allen untersuchten Kriterien erlaubt die mikroskopische Beurteilung der Gefügetypen A-D die sicherste diagnostische Aussage bezüglich der Frostempfindlichkeit.

Aus der Beurteilung der Gefügetypen A-D können besonders Hinweise auch gegeben werden bezüglich:

- Mischung
- Verarbeitung, Viskosität und Verdichtung
- Zementdosierung, Zementart
- Feinanteildosierung
- Wassergehaltssteuerung

Vor allem bei baulich abgegrenzten Stabilisierungskonzepten mit reduziertem Zementgehalt ist eine Steuerung auf den optimalen Gefügetyp B, höchsten A-B aber keinenfalls D, ein wesentliches Instrument der Qualitätssicherung.

10.6 Wesentlich ist die Beobachtung zwischen material- und herstellungsidentischen Proben Feldlabor und Bohrkernproben-Bauwerk zu den Laborproben < 10 mm.
Auch wenn mit den Laborproben < 10 mm nur eine identische Feldlaborprobe < 10 mm und daraus auch eine Bohrkernprobe-Bauwerk verglichen werden können, so zeigt sich:

- Ein optimaler Gefügetyp B mit entsprechend geringer Frostempfindlichkeit BFQ Klasse 1 bis 1-2, und auch bestätigend gemessener Frostempfindlichkeit FE Klasse 1-2, erscheint auch in der Feldlaborprobe als Gefügetyp B und auch in der Bohrkernprobe aus dem Bauwerk, und beide haben ebenfalls geringe Frostempfindlichkeit BFQ und FE der Klasse 1 oder geringe Frosthebungen in der bodenmechanischen Untersuchung.

- Stabilisierungen mit geeignetem Wassergehalt und Feinanteil-Bindemittelgehalt, wie etwa die Proben 2, 5, 8, ermöglichen den geeigneten Gefügetyp B in den Laborproben und bestätigen diesen Gefügetyp B auch in der Feldprobenmischung und in den Bohrkernproben-Bauwerk.

10.7 Die Feld- und Bauwerkproben, welche ein Jahr später hergestellt wurden (Bezeichnung S und T, Beilage 34), haben keine mischungs- und zeitgleiche Laborproben <10 mm, was weitere Vergleiche ausschliesst.

10.8 Die Laborproben <20 mm nach ASTM erreichen bei keiner Mischung den Gefügetyp B oder B-A, und haben alle entsprechend um ca. 1 Klasse höhere Frostempfindlichkeit.

Deutlich sind die Laborproben <10 mm in der Gefügeausbildung realistischer zum Gefüge von Feldproben und Bohrkernproben-Bauwerk, und auch in deren Frostempfindlichkeit nahezu identisch, anders also als die von den Feldproben und Bohrkernproben-Bauwerk abweichenden Laborproben ASTM <20 mm.

Entsprechend der Aussage aus der Zusammenfassung sind drei wesentliche Gefügetypen und zwei typische Rissesituationen auf den folgenden vier Seiten fotographisch dokumentiert.

Die mikroskopischen Fotographien zeigen in Polarisation die Bindemittel-Bodenverteilung und die Zementhydratation in ca. 52-facher Vergrösserung. Darunter dargestellt ist der jeweilige Gefügezustand und die Gefügeporosität in Fluoreszenzmikroskopie mit Gelbfärbung der Poren.

Gelber Schleier im Zementstein: Kapillarporen.
Gelbe Flächen: Makroporen.

Gefügetyp B-A

Makroporosität als gröberes, eher kommunizierendes Lockergefüge. Kapillarporosität im Zementstein eher gering.

Gefügetyp B

Makroporosität als feines, gleichmässiges Gefüge, tendenzmässig mit kommunizierenden, lunkerartigen und eher feinen Makroporen. Kapillarporosität im Zementstein mittel.

Gefügetyp D

Fettes Gefüge mit hoher Kapillarität im Zementstein und wenig Makroporen.

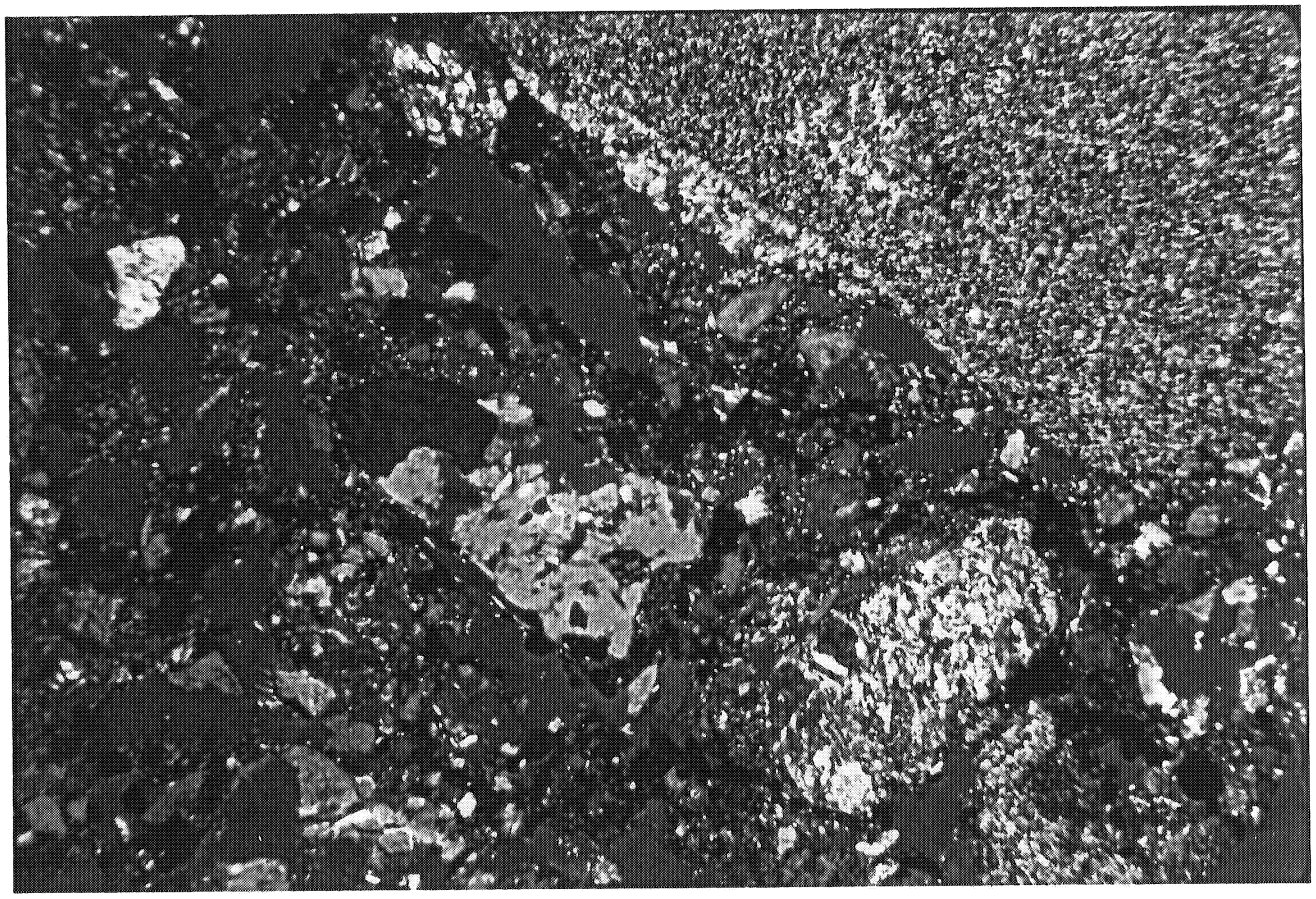
Typische Rissesituation

Feine Risse, grobe Risse.

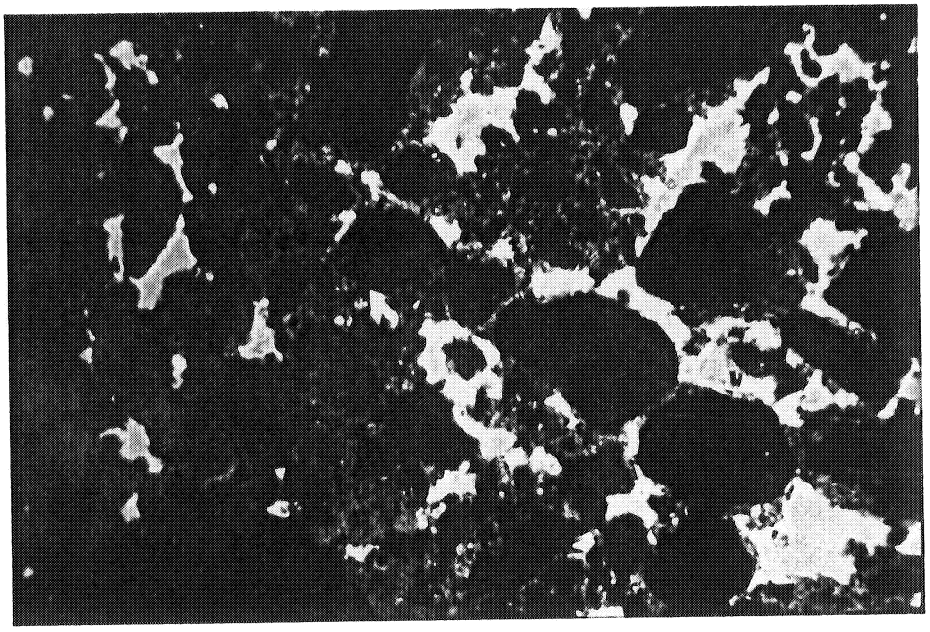
LPM

GEFÜGETYP B-A

Probe-Serie: Bohrkernprobe T6 (L)



52x Pol.



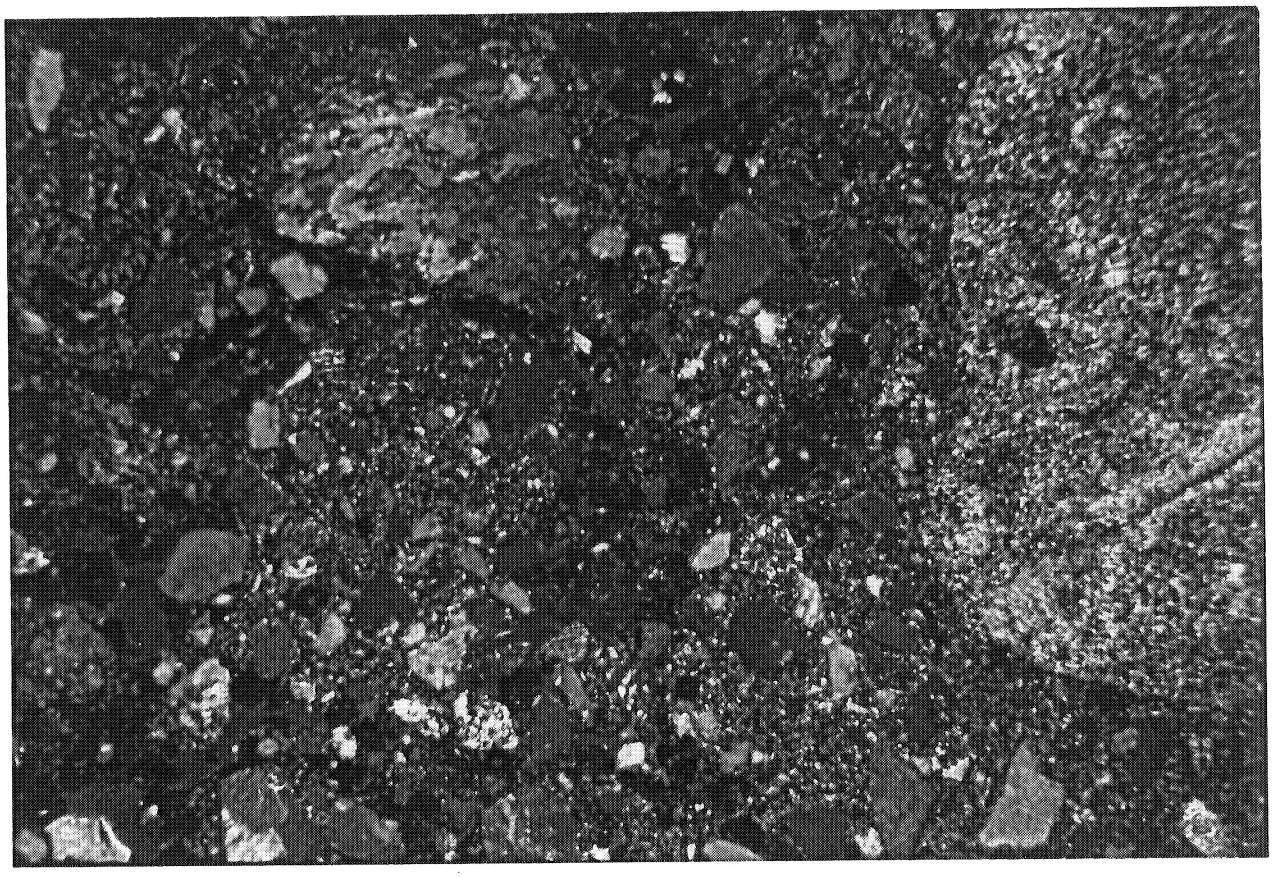
Typ B-A

41x Fluor

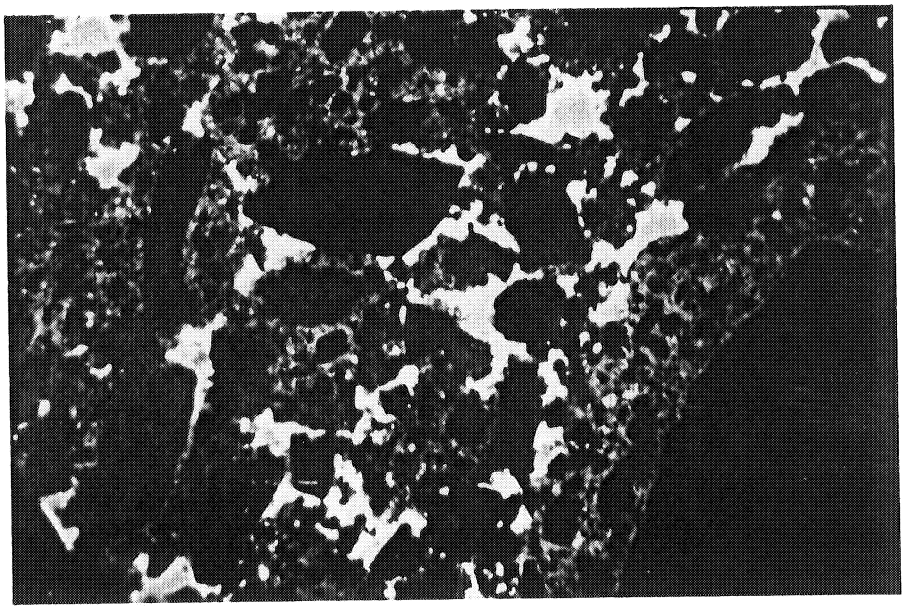
LPM

GEFÜGETYP B

Probe-Serie: Feldprobe T6 (K)



52x Pol.



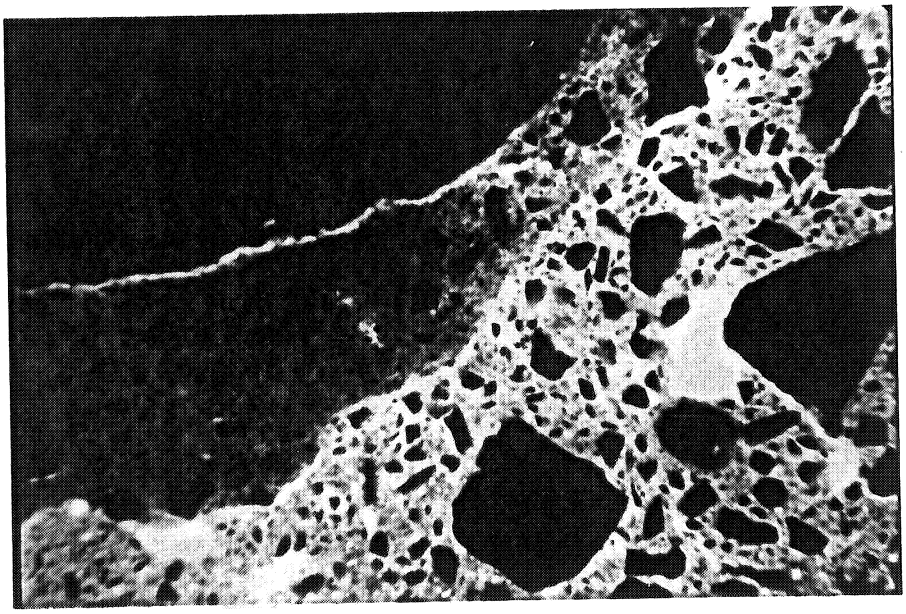
Typ B

41x Fluor

LPM

GEFÜGETYP D
Probe-Serie: Nr. 12 (O)

52x Pol.

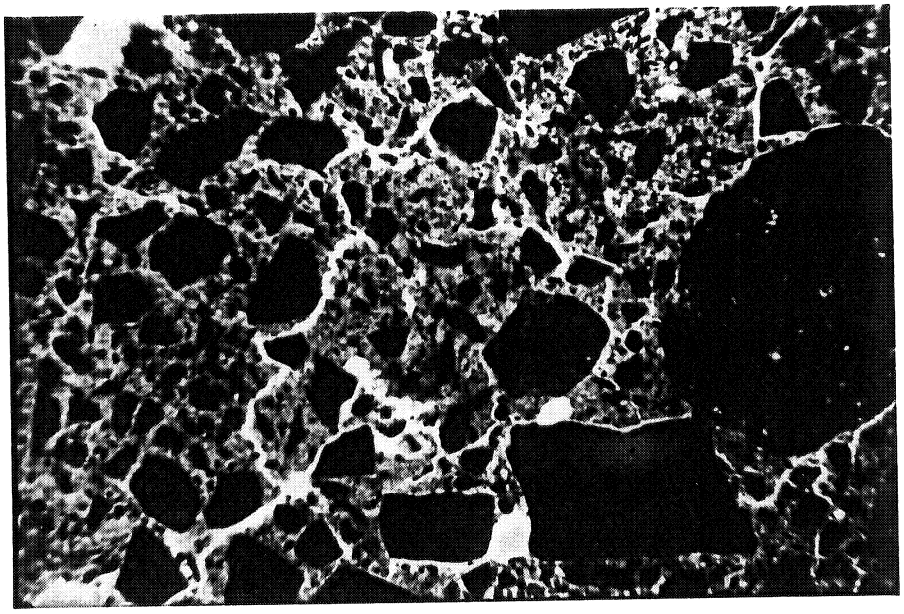


Typ D

41x Fluor

Typische Rissesituation

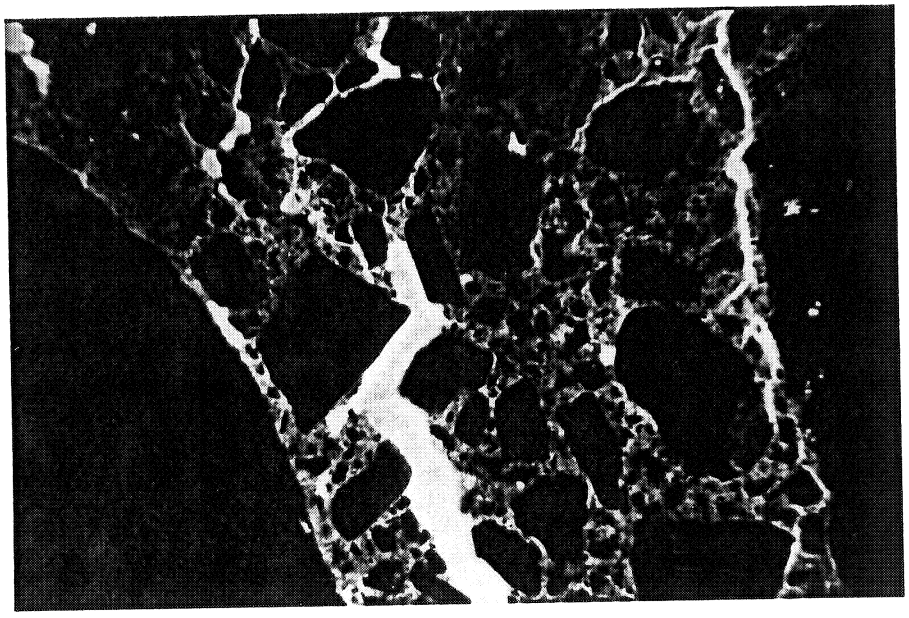
LPM



Probe 12 (O)

feine
Risse

Vergr. 41x Fluor



Probe 14 (Q)

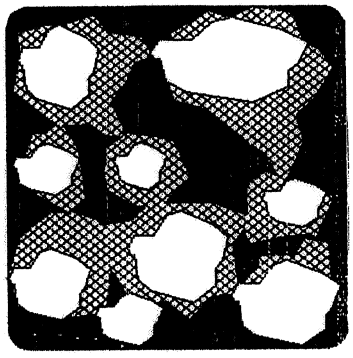
grobe
Risse

Vergr. 41x Fluor

11. ZUSAMMENHANG LABOR-FELD ERGEBNISSE UND AUSBLICK

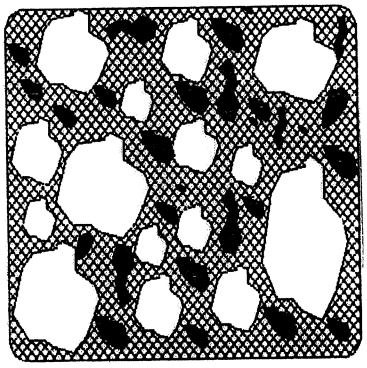
1.1 Gefügestruktur

Wie aus den petrographisch-morphologischen Untersuchungen hervorgeht (Kapitel 10) ist ein Gefügetyp (B) klar als idealer Strukturtyp zu bezeichnen. Es soll hier nochmals Zusammenfassend dieser Typ B den beiden andern Typen gegenüber gestellt und der Zusammenhang zur bodenmechnischen Untersuchung, sowohl der Labor- wie der Feldproben und Bohrkerne, hergestellt werden.



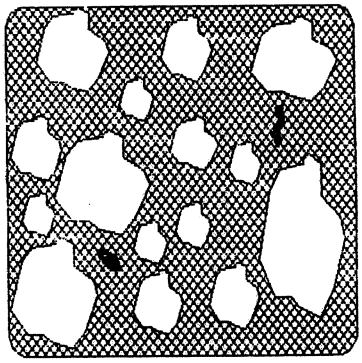
Typ A

offenporiges Lockergefüge
'Punktverbindung'



Typ B

geeignetes Gefüge
ideale Porenverteilung

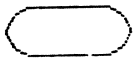


Typ D

fettes, homogenes Gefüge
zu kompakt, zu wenig Poren
zu viel Kapillarität

Poren

Feinanteil Boden und Zementstein



Boden-Kies

Darstellung der Gefügetypen nach LPM

Gefügetyp B

Dieser Gefügetyp zeichnet sich durch sein geeignetes Gefüge mit idealer Porenverteilung aus. Er weist eine geringe Frostempfindlichkeit auch bei niedriger oder begrenzter Zementdosierung auf. Bei unter atmosphärischem Druck stehendem Wasser in der Stabilisierung und vollständiger kapillarer Sättigung hat die lockergefügige Makroporosität noch genügend leere Expansionsräume zur Vefügung, damit bei Gefrieren kein Eisdruck entstehen kann. Die Eisdruckentlastung in die Expansionsräume erfolgt bei nur geringem Fliessdruck, dem genügend Festigkeit entgegensteht, so dass sich dieses Gefüge bei Frost kaum plastisch deformiert, also eine geringe Frostempfindlichkeit aufweist.

Der Gefügetyp B wird bei gegebener Verdichtungsenergie erreicht, sofern die geeignete Viskosität im Zementleim bei richtig eingestelltem Feinanteil-Bindemittelanteil und idealem Wassergehalt vorherrscht.

Dieser Typ wurde festgestellt bei jenen Labor- und Feldproben mit Anteil kleiner 10 mm und bei den Bohrkernen, welche beim idealen Wassergehalt (Sättigung 70 % - 80 % hergestellt wurdem (siehe Kapitel 7 und Beilage 9, sowie Beilage 34, Proben B, E, H, K, L). Es ist dabei zu beachten, dass aus Gründen der Probeninhomogenitäten der reine Gefügetyp nicht immer auftritt und Schwankungen zu anderen Typen aufweist, der Haupt- oder Grundtyp jedoch vorherrschend ist.

Gefügetyp A

Dieser Typ ist stark lockergefügig infolge einer zu hohen Viskosität bei einer gegebenen Verdichtungsenergie. Dies kann entstehen bei Vorhandensein ungenügender Mischungsanteile, schlecht benetzbaren und sperrigen Komponenten oder bei zu geringem Anteil an Feinmaterial oder Zementleim. Aber es können auch zu geringe Mengen Anmachwasser zu diesem Typ A führen.

Dieser Typ A entspricht jenen Proben, die auf der trockenen Seite vom Proctoroptimum hergestellt wurden.

Gefügetyp D

Dieser Typ ist zu fett, zu reich an Zementleim und wird daher zu gleichmässig. Die zu geringe Viskosität im Zementleim führt dazu, dass die Makroporen ausgetrieben werden. Er enthält einen zu hohen Anteil an Gel- und Kapillarporen und wenig oder keine Expansionsporen mehr. Bei Vorhandesein von Wasser wird das hohe Gel-Kapillarporengefüge vollgesogen und es entsteht bei Frost mangels Expansionsräumen ein sehr schnell auftretender hoher Eisdruck mit starker plastischer Deformation, welcher zum Bruch führen kann.

Dieser Typ D entspricht jenen Proben, die auf der nassen Seite vom Proctoroptimum verdichtet wurden. Dass sich dabei Deformationen einstellen ist aus Beilage 10 ersichtlich, wo bei diesen Wassergehalten hohe Frosthebungen auftreten.

11.2 Verdichtungsenergie

Von besonderem Interesse ist auch die Feststellung, dass der Gefügetyp B bei den Proben mit Anteil kleiner 10 mm und bei den Bohrkernen aus dem Bauwerk auftritt, während bei den Proben mit Anteil kleiner 20 mm kaum B-Typen auftreten (siehe Kapitel 10). Vergleicht man die beiden Probenarten miteinander, so lässt sich feststellen, dass die Proben mit Anteil kleiner 10 mm mit höherer Energie verdichtet wurden (718 kJ/m3) als die Proben mit Anteil kleiner 20 mm (589 kJ/m3) (siehe Kapitel 6.1.1, Tabelle 2 und Kapitel 6.2.1, Tabelle 3).

Daraus lässt sich der Schluss ziehen, dass das Bauwerk mit einer gleichen oder ähnlichen Energie verdichtet wurde wie die Proben im kleinen Proctortopf oder, dass die Verdichtung im AASTHO-Standard Topf eine zu geringe Verdichtungsenergie auweist. Dies

würde auch erklären, dass vermehrt eine Verdichtung nach AASTHO-modified gefordert wird, um den Baustellenverhältnissen gerecht zu werden.

Aufgrund der vorliegenden Untersuchungen kann der Schluss gezogen werden, dass die Strukturen der Laborverdichtung im kleinen Topf besser mit jenen des Bauwerkes übereinstimmen als die Strukturen im AASTHO-Topf.

Daraus ergibt sich die Anregung, diese Feststellung näher zu untersuchen durch Strukturuntersuchungen an AASTHO-modified-Proben und Bauwerkbohrkernen. Dabei ist aber neben der Verdichtungsenergie auch noch der Einfluss der Probenform zu untersuchen, da der AASTHO-Topf ein Durchmesser zu Höhenverhältnis von 1 zu 1 aufweist, während der kleine Topf ein solches von 1:2 aufweist.

11.3 Risseverhalten

Die petrogrphisch-morphologischen Untersuchungen bestätigen weitgehend die Hypothese der Mikrorissbildung bei einer Verdichtung nach der 70 % - 80 % Sättigungsregel (siehe Kapitel 7.2). Bei einem idealen Wassergehalt, der dieser Sättigungsregel entspricht, entsteht ein Gefügetyp B, welcher eine Feinrissbildung aufweist. Die Verklebung zwischen Bodenmaterial und Zementstein ist ideal und so, dass bedingt durch das poröse Lockergefüge bei Schwindbelastungen Feinrisse im nicht zu kompakten, nicht zu festen Gefüge entstehen, wobei das Gefüge dennoch stabil bleibt.

Auch beim Gefügetyp A das stark lockergefügig ist, entstehen wegen der nur punktuellen Verklebung des Bodenmaterials und des Zementsteins schon bei geringen Schwindbelastungen Risse. Es sind auch die gewünschten Feinrisse, sie entstehen jedoch zu früh. Die punktuellen Verklebungen werden wegen des zu schwachen Gefüges schon bei geringen Belastungen getrennt.

Beim Gefügetyp D hingegen werden durch das meist zu viel vorhandene Wasser höhere Schwindspannungen hervorgerufen welche nicht wie beim Gefügetyp B an gewissen Schwachstellen durch Feinrisse abgebaut werden können. Das Gefüge bleibt über grössere Zonen frei von Feinrissen, bricht dann aber da und dort durch Grobrissebrüche auseinander.

11.4 Zementhydratation und Festigkeitsentwicklung

Im Kapitel 6.1.4 wurde eine überaschend hohe Festigkeitsentwicklung mit zunehmendem Alter im Gegensatz zu Beton festgestellt (siehe Beilage 23). Es kann ein Zusammenhang aus der Gefügecharakterisierung und der hohen Nacherhärtung des Zementes hergestellt werden:

Die im Alter von mehr als 28 Tagen untersuchten Proben weisen durchwegs einen schlechten Hydratationsgrad des Portlandzementes auf. Dies dürfte zwangsläufig zu der festgestellten Nacherhärtung führen, in dem die hauptsächlichste Hydratisierung erst zu einem wesentlich späteren Zeitpunkt eintritt. Nach den betontechnologischen Erfahrungen mit der Zementerhärtung sollte insbesonders bei den hohen w/z-Werten von 1.0 und mehr fast aller Klinker nach etwas mehr als 28 Tagen hydratisiert sein. Bei der Bodenstabilisierung mit Zement ist das Gegenteil der Fall wie aufgrund der Gefügefotos dokumentiert wird (Kapitel 10: Fotos in Polarisation (52xPol.)).

Beim heutigen Stand der eher "betonmorphologischen" Beurteilung kann für dieses Phänomen keine Erklärung gegeben werden, warum bei Portlandzement in Stabilisierungen eine "nicht normierte" Erhärtung stattfindet. Es wird angeregt, dass diese Nacherhärtung mit petrographisch-morphologischen sowie physikalischen Untersuchungen und chemischen Analysen weiter untersucht wird.

Eine verschiedentlich auf Baustellen eingetretene Erscheinung wird hingegen dadurch erklärbar: Ohne Abdeckung überwinterte

Bodenstabilisierungen wiesen nach der Frostperiode im Frühjahr eine auf einige Zentimeter zerstörte, schwammige Struktur auf. Nach Abtrocknen auf den optimalen Wassergehalt wurde die Schicht angewalzt und sie erhärtete durchwegs, was immer zu ungläubigem Staunen führte. Eine Erklärung kann nun gegeben werden: Eine noch nicht frostresistente oberste Schicht (ev. Typ D) wurde in ihrem Gefüge gelockert. Da die Hydratation noch nicht fortgeschritten war (grosse Festigkeitsentwicklung zwischen 90 Tagen und 4 Jahren, Beilage 23) kann eine Nacherhärtung stattfinden. Diese Verhaltensweise eröffnet Perspektiven für die Langzeitlagerung von mit Zement stabilisiertem Material.

11.5 Neues Stabilisierungskonzept

Aufgrund der vorliegenden Untersuchung kann folgendes Konzept für eine Eignungs- und Kontrollprüfung gegeben werden.

> Grundsatz:
> Bei minimalstem Zementgehalt und idealem Wassergehalt muss die Struktur so gesteuert werden, dass ein Gefügetyp B entsteht.

Für die praktische Untersuchung bedeutet dies:

1. Die Eignungsprüfung soll gemäss Kapitel 6.1.1 und Beilage 9 am Anteil kleiner 10 mm im kleinen Topf durchgeführt werden

2. Die Festigkeit soll nach 7 Tagen mit vierstündiger Wasserlagerung beim idealen Wassergehalt 1 N/mm2 nicht überschreiten, wobei eine minimale Zementmenge (50-60 kg/m3) aus Gründen der homogenen Verteilung nicht unterschritten werden soll.

3. Wird die Festigkeit bei dieser minimalen Zementmenge grösser als die unter (2.) festgelegte (dies kann bei sauberen Kiesen der Fall sein), so muss die Mischung durch Zufügen von geeigneten Inertstoffen (z.B. Ueberschuss-Sandkomponente) abgemagert werden.

4. Durch petrographisch-morphologische Gefügeuntersuchung prüfen, ob sich ein Gefügetyp B einstellt.

Es wird vorgeschlagen, mit diesem neuen Stabilisierungskonzept Erfahrungen zu sammeln, um für eine ällfällige Revision der Stabilisierungsnorm[10] Daten zu Verfügung zu haben.

Dieses neue Konzept stellt die bestehende Stabilisierungsnorm nicht in Frage. Wird sie angewendet ergeben sich brauchbare Daten. Strukturuntersuchungen mit Bestimmung der Gefügetypen würden aber zu falschen Interpretationen führen, sofern auch dafür ein Gefügetyp B gefordert würde. Es wird jedoch vorgeschlagen bei der Anwendung der bestehenden Norm auf AASTHO-modified Verdichtung überzugehen und den Festigkeitsbereich von 2 ... 4 N/mm2 auf rund 1.8 N/mm2 zu begrenzen (Kapitel 7.4).

11.6 Praktischer Wert der Untersuchung

Mit der vorliegenden Untersuchung konnte gezeigt werden, dass die zur Zeit vorgegebenen Festigkeitsanforderungen noch zu hoch sind. Mit der bodenmechanischen und der Gefüge-Untersuchung konnte gezeigt werden, dass das Potential des Festigkeitszuwachses sich bei Stabilisierungen wesentlich anders verhält als beim Beton.

Durch die Reduktion der Anfangsfestigkeit, kann in geringem Masse etwas Zement eingespart werden, jedoch wird das Risseverhalten (Schrumpf- und Kontraktionsrisse) auf die positive Seite hin beeinflusst (Kapitel 7). Dadurch wird das Langzeitverhalten wesentlich verbessert und die Bodenstabilisierung mit Zement neben einer ökologischen auch eine ökonomischere Bauweise.

Die Autoren

Linus B. Fetz
Leiter Oeffentlichkeitsarbeit, Arbeits- und Umweltschutz,
Eternit AG, 8867 Niederurnen (bis August 1986 Leiter Zentrallabor,
Betonstrassen AG, 5103 Wildegg)

Albert Romer
Direktor und Delegierter des Verwaltungsrates
Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See

12. LITERATURVERZEICHNIS

[1] Balduzzi F., Wirtschaftlichkeit im Strassenbau, Entwicklung des zementstabilisierten Oberbaues aus örtlichen Materialien in der Schweiz, Die Autostrasse, 43. Jahrgang Nr. 7, Zürich 1974.

[2] Vogt K., Sandwichbauweise auf wenig tragfähigem Untergrund. 2. Europäisches Symposium über Betonstrassen, Berichte Vol. 1, Bern 1973.

[3] Fetz L.B., Hydraulisch gebundene Tragschichten in den USA, in Frankreich und in der Schweiz Betonstrassentagung 1979, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe "Betonstrassen", Heft 14, FG für das Strassenwesen, Köln 1980 (siehe auch: Mitteilungen der Betonstrassen AG, Wildegg Nr. 123, Sept. 1980).

Fetz L.B., Stabilisierung im Strassenbau, Neue Zürcher Zeitung, Beilage Forschung und Technik 12. Mai 1976, Nr. 10.

[4] Untersuchungen der Betonstrassen AG im Hinblick auf die neue Norm Stabilisierung mit hydraulischen Bindemittel, unveröffentlicht.

[5] VSS, Norm Klassifikation der Lockergesteine, SN 670 005 und 670 008, Zürich 1959.

[6] VSS, Normen Bodenstabilisierung mit Zement SN 670 376 und SN 640 509, Zürich 1971 und 1967 (beide Normen ungültig seit 1985).

[7] ASTM-STANDARDS, D 558-57 Test for Moisture-Density Relations of Soil-Cement Mixtures, D 559-57 Wetting-and-Drying Tests of Compacted Soils-Cement Mixtures, D 560-57 Freezing-and Thawing Tests of compacted Soil-Cement Mixtures. 1961 Book of ASTM-Standards, Philadelphia.

[8] Portland Cement Association, Soil-Cement Laboratory Handbook, Eng. Bull., Skokie 1971.

[9] VSS Kommission 3, Ober- und Unterbau, Mitteilung zu SNV 670 376, Strasse und Verkehr, Nr. 7/1978, S. 306.

[10] VSS, Norm Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln SNV 640 509a und Norm Stabilisierung, Allgemeines SNV 640 500a, Zürich 1985.

[11] Bachmmann G., Montandon R., et al, Autobahn Bern-Biel, Strasse und Verkehr Nr. 4/1976.

[12] Betonstrassen AG, Autobahn Bern-Biel, Teilstrecke Lätti-Bundkofen, Dimensionierungsstudie, Bericht 5084/S, Wildegg 1979.

[13] Betonstrassen AG, T6 Schönbühl-Lätti, Zusammenstellung der Verdichtungs- und Dosierwerte, Bericht 5040/S, Sept. 1978.

[14] Fetz L.B., Zementstabilisierung: Ausführung Anforderungen und Kontrollen, Schweizer Bauwirtschaft 11/80.

[15] VSS-Kommission 3: Ober- und Unterbau, Vollstabilisierung des Oberbaues, Strasse und Verkehr Nr 4/1977.

[16] Lambe T.W., Whitman R.V., Soil mechanics, chapter 34: The improvement of Soil; John Wiley & Sons, Inc. New York 1969.

[17] Fetz L.B., Schrumpfprozess, 2. Europäisches Symposium über Betonstrassen, Schlussbericht, Vol 2, Bern 1973.

[18] Balduzzi F., Fetz L.B.; Die Festigkeitseigenschaften von trockenfesten Böden, Zement und Mörtel, Jahresbericht 1970 des Vereins Schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten Zürich.

[19] Fetz L.B., Vollstabilisierter Oberbau, Strasse und Verkehr Nr. 9/1978.

[20] Max-Planck-Gesellschaft, Kleine Risse stoppen grosse Risse, Beilage Forschung und Technik, Neue Zürcher Zeitung Nr. 174, Zürich, 28. Juli 1976.

[21] Hess R.E., Künstliche Luftporen im Beton, Gazettenverlag, Bauchemisch Technische Reihe 1, Zürich 1961.

[22] Wilk W., Frosttausalzbeständigkeit von Beton, TFB-Wildegger-Kurs 1983.

[23] Balduzzi F., Fetz L.B.,; Short cut heaving Laboratory test for sub-base course materials, XIVth World Congress PIARC, Prague 1971.

[24] Fetz L.B., Short-cut frost heaving test for soils, Frost I Jord Nr. 22, Norwegian Commitee on Permafrost, Oslo 1981.

[25] Balduzzi F., Die Lebensdauer der Nationalstrassen, eine bodenmechanische Analyse, Neue Zürcher Zeitung, Technik Nr. 235, 17. April 1968.

[26] EMPA, Prüfen von Beton an der EMPA, Ausgabe 1974.

[27] Caprez M., Beitrag zur projektbezogenen Untersuchung der Tragwirkung von zementstabilisierten Bodenmaterialien mit bodenmechanischen Versuchstechniken und im dynamischen Traxialgerät. Diss. 6993, ETHZ Zürich 1982.

[28] Freund H.-J., Der Einfluss der Zeit bei der Herstellung von Bodenverfestigungen mit hydraulischen Bindemitteln unter Berücksichtigung des Herstellungswassergehaltes als praxisrelevanter Grösse, Diss. TH Darmstadt, Fachbereich Wasser und Verkehr, Darmstadt 1981.

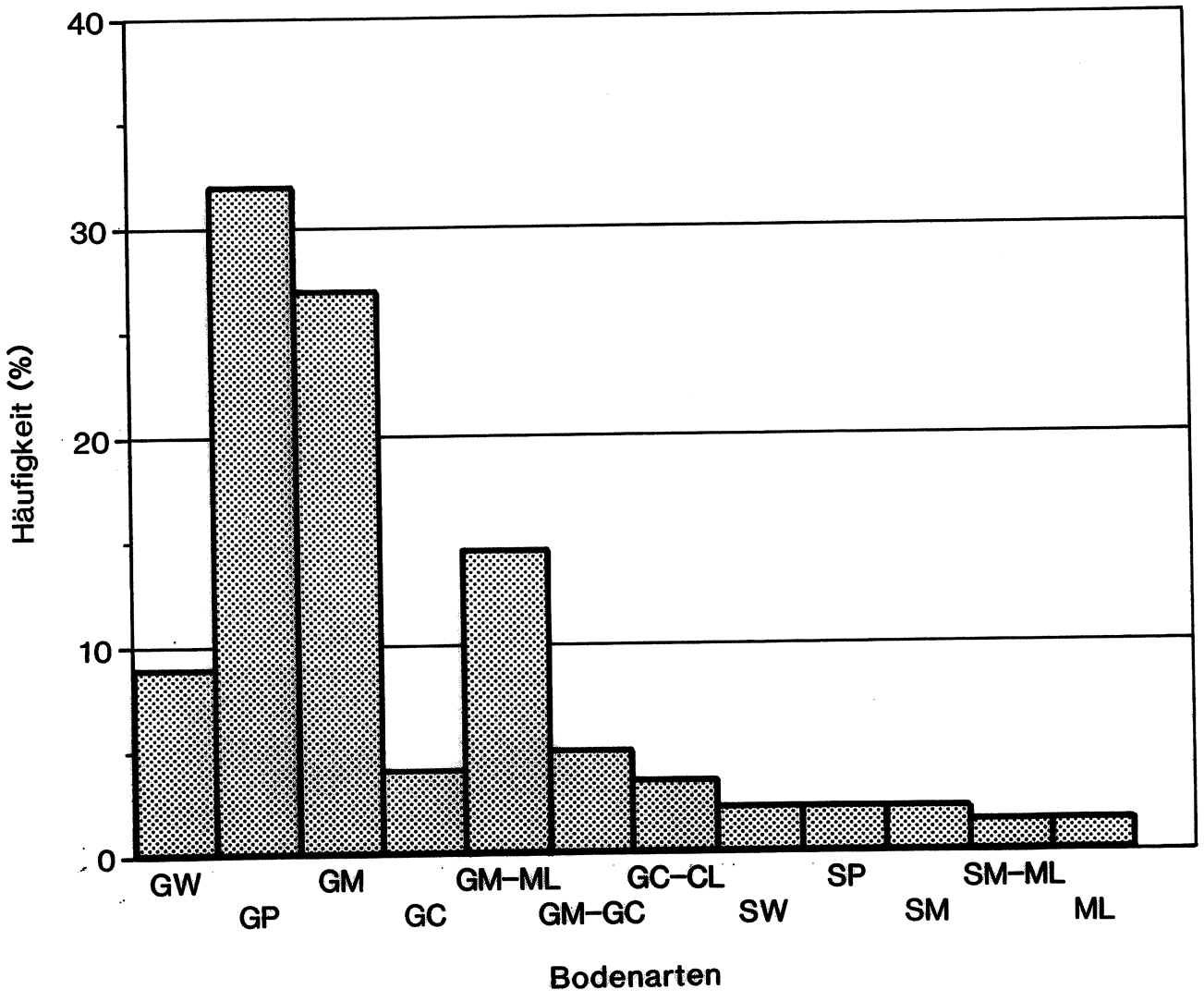
[29] Grünenfelder J., Yang F.L; Erfahrungen mit dem vollstabilisierten Oberbau im Kanton Zürich, Strasse und Verkehr Nr. 1/1982.

[30] Der Bundesminister für Verkehr, Abtl. Strassenbau, Zusätzliche technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Strassenbau, ZTVT-StB 86, Köln 1986.

[31] Romer B., Balz R.T.; Bodenstabilisierung mit Zement Systematische Untersuchung und Beurteilung der Qualität und Frostempfindlichkeit während und kurz nach dem Einbau. Strasse und Verkehr Nr. 3/1979.

[32] Dobrolubov G., Romer B.; Richtlinien zur Bestimmung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Zementbeton, Verfahren nach Dobrolubov-Romer, Strasse und Verkehr Nr. 10 und 11/1977 sowie Separatdruck.

STABILISIERUNG VON BÖDEN MIT ZEMENT



Häufigkeit nach USCS-Bodenklassen [5]
Untersuchungen der Betonstrassen AG 1970-1982 (n =102)

Dossier 1787	ZD	19.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

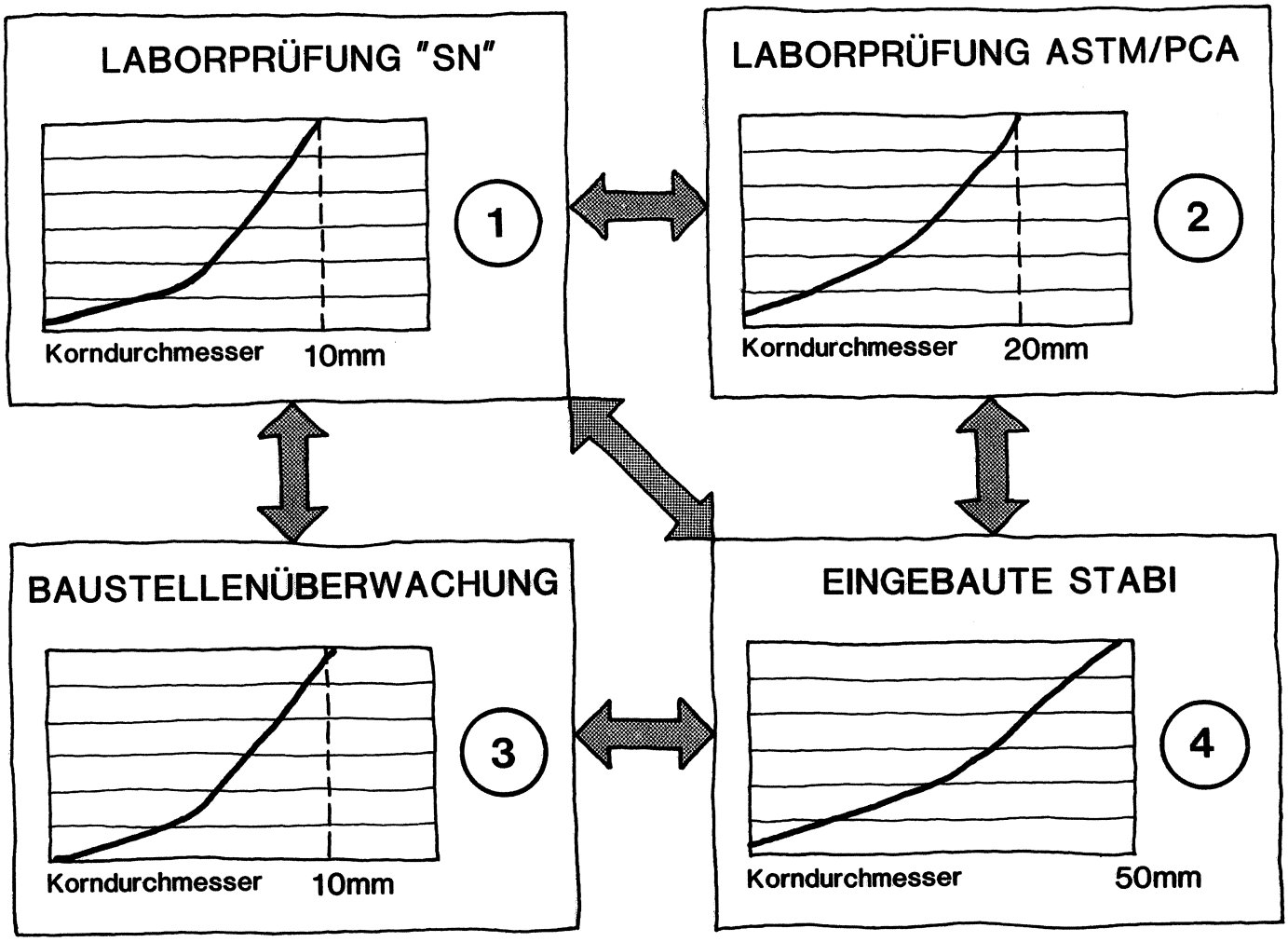
SYMBOLE FÜR DIE BODENMECHANISCHE UNTERSUCHUNG

ρ_d	:	Trockenrohdichte	$(t \cdot m^{-3})$
ρ_s	:	Dichte	$(t \cdot m^{-3})$
w	:	Wassergehalt	(%)
σ_D	:	Druckfestigkeit von Zylinderproben	$(N \cdot mm^{-2})$
Sr	:	Sättigungsgrad	(%)
Lf	:	Luftporengehalt	(%)
pc	:	Zementgehalt	(%)
PC	:	Zementdosierung	$(kg \cdot m^{-3})$
k	:	Durchlässigkeit nach Darcy	$(cm \cdot s^{-1})$

PRÜFMETHODEN FÜR DIE BODENSTABILISIERUNG MIT ZEMENT

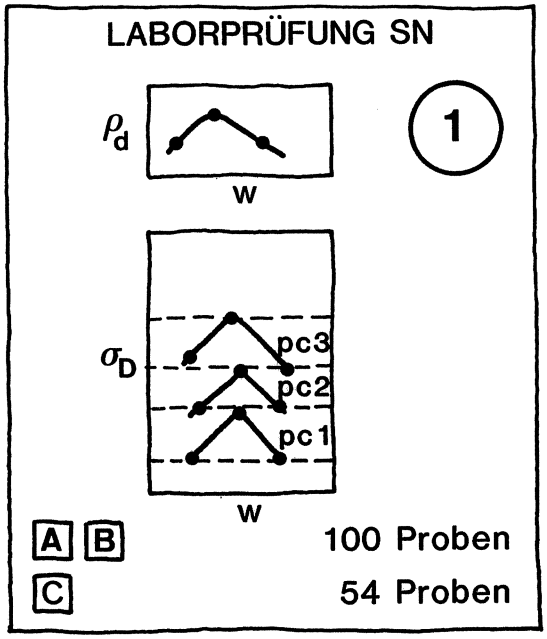
SN	:	Schweizer Norm [10] , früher [6]
PCA	:	Portland Cement Association [8]
ASTM	:	American Society for Testing and Materials [7]

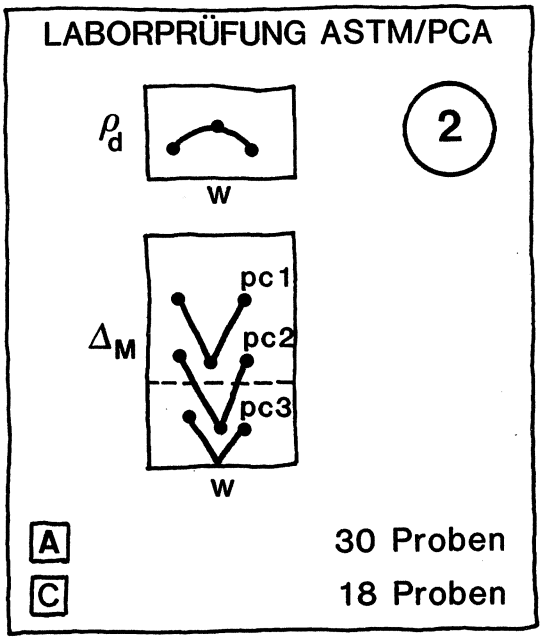
KONZEPT: ZEMENTSTABILISIERUNG
ZUSAMMENHANG LABOR - FELD

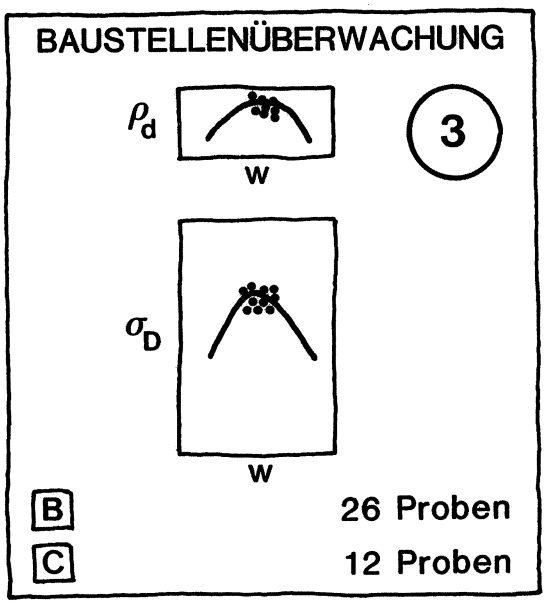


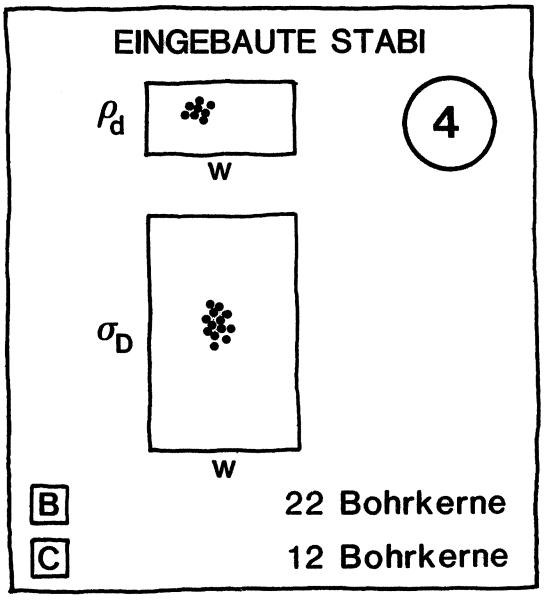
Dossier 1787	ZD	19.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

SCHEMA DETAILLIERTES UNTERSUCHUNGSPROGRAMM









BODENMECHANIK

A Stabilisierungsprüfungen

B Festigkeitsentwicklung

PETROGRAPHIE-MORPHOLOGIE

C Poren- und Gefügeanalyse, Kapillarität, Qualitätstypisierung, Frostempfindlichkeitsklassen.

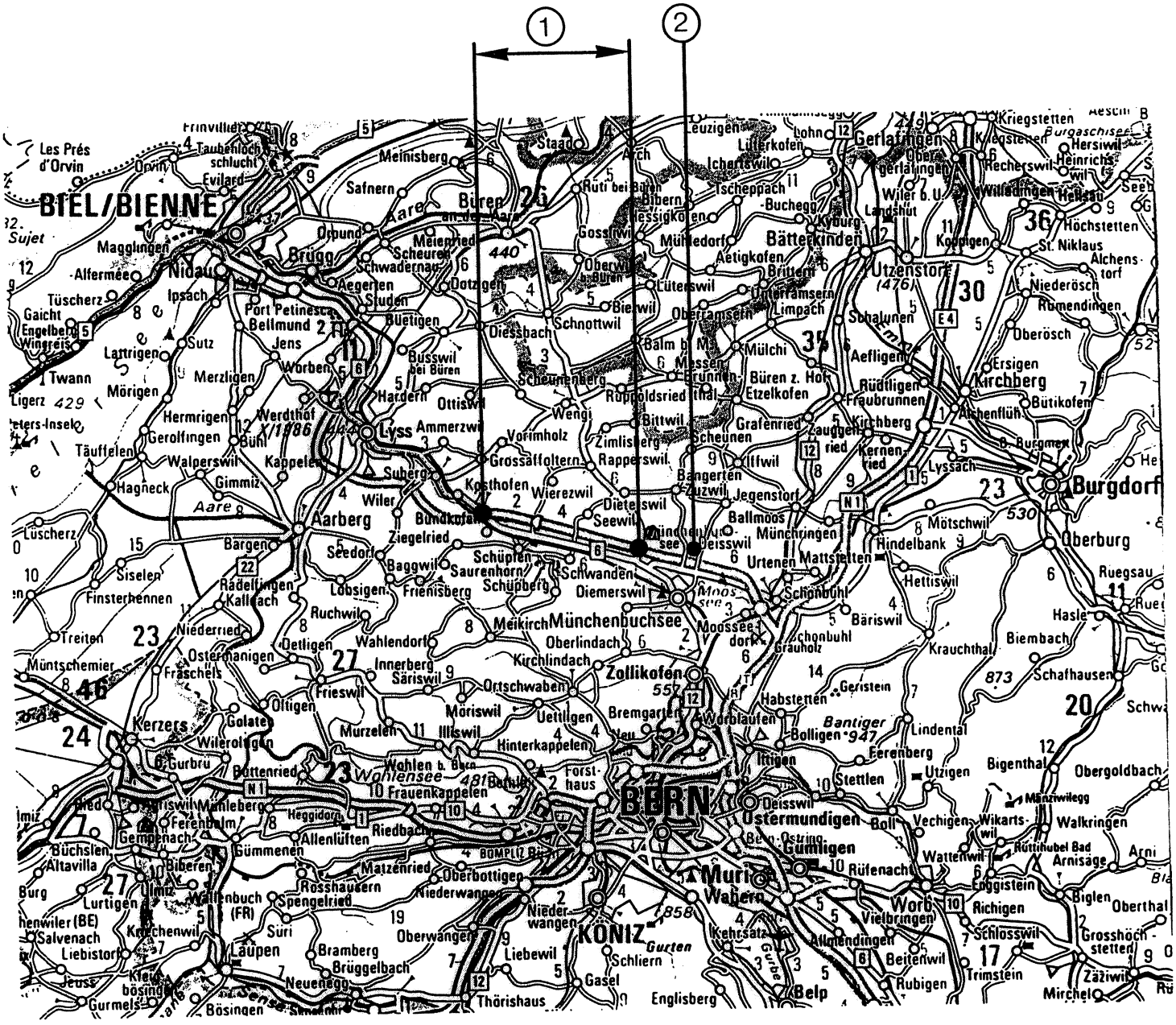
Dossier 1787	ZD	20.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

SITUATION

KANTONALE AUTOBAHN T6 BERN–BIEL

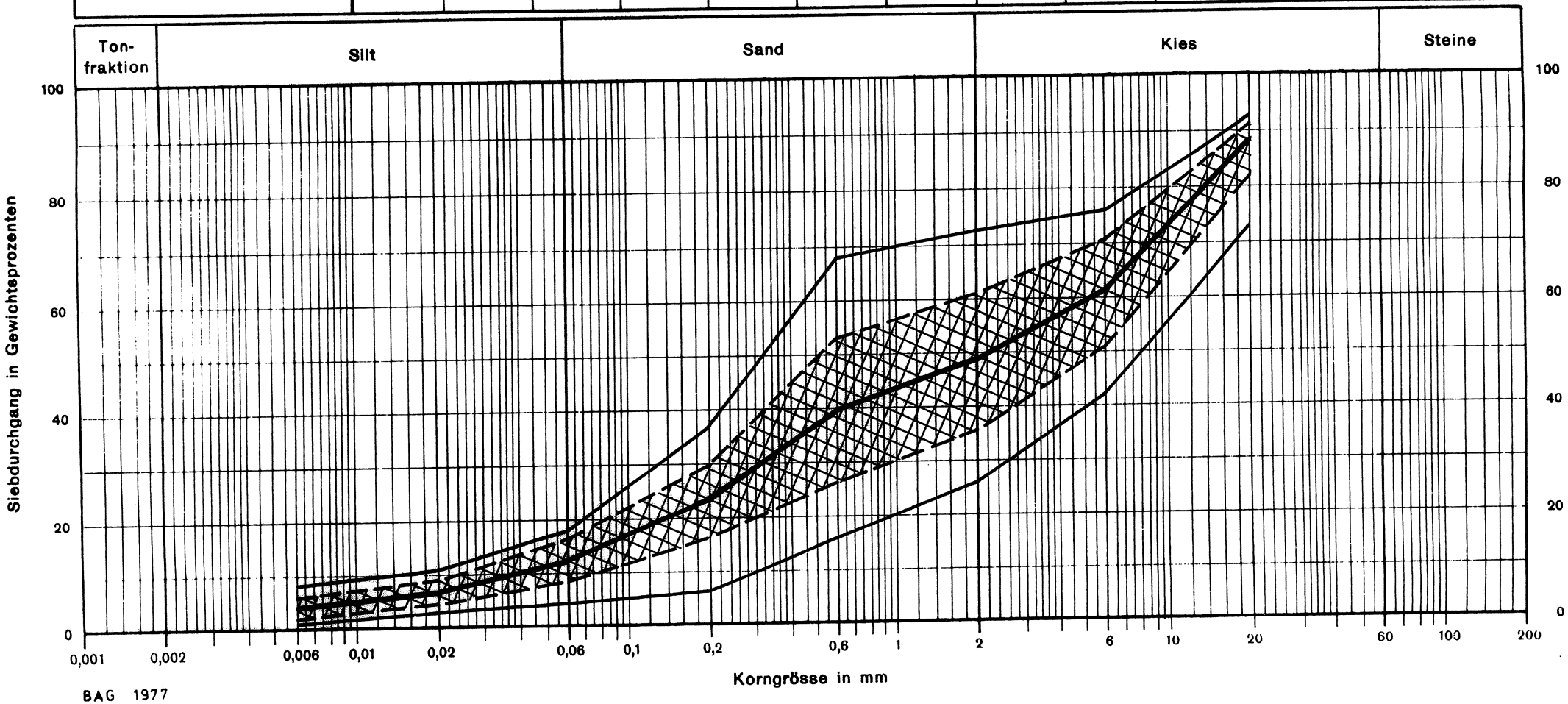
① Teilstrecke Lätti–Bundkofen

② Kiesgrube und Stabiaufbereitung FLS Deisswil



Dossier 1787	ZD	17.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

BETONSTRASSEN AG 5103 WILDEGG	KORNVERTEILUNG										Dossier : Datum :
Herkunft des Materials	Probe nahme	Signatur	Labor Nr.	USCS	w_n %	ρ_s t / m³	w_L %	w_p %	I_p %	Humus Nr.	Bemerkungen
Kiesgrube Deisswil			Mittelwert der Kornverteilung n=24								
Max. Korn 50mm			68% Streubereich								
			Extreme Verteilungen								



BAG 1977

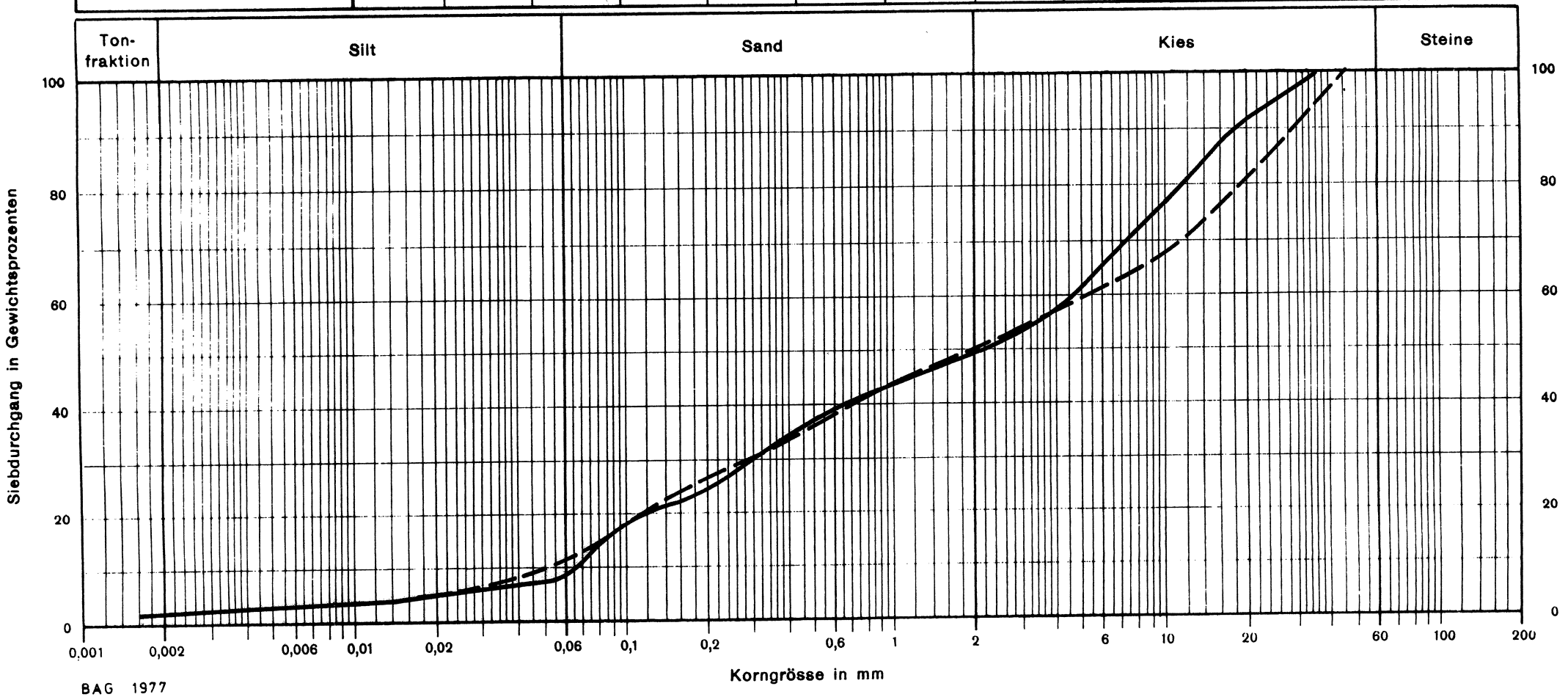
BEILAGE C

BETONSTRASSEN AG
5103 WILDEGG

KORNVERTEILUNG

Dossier :
Datum :

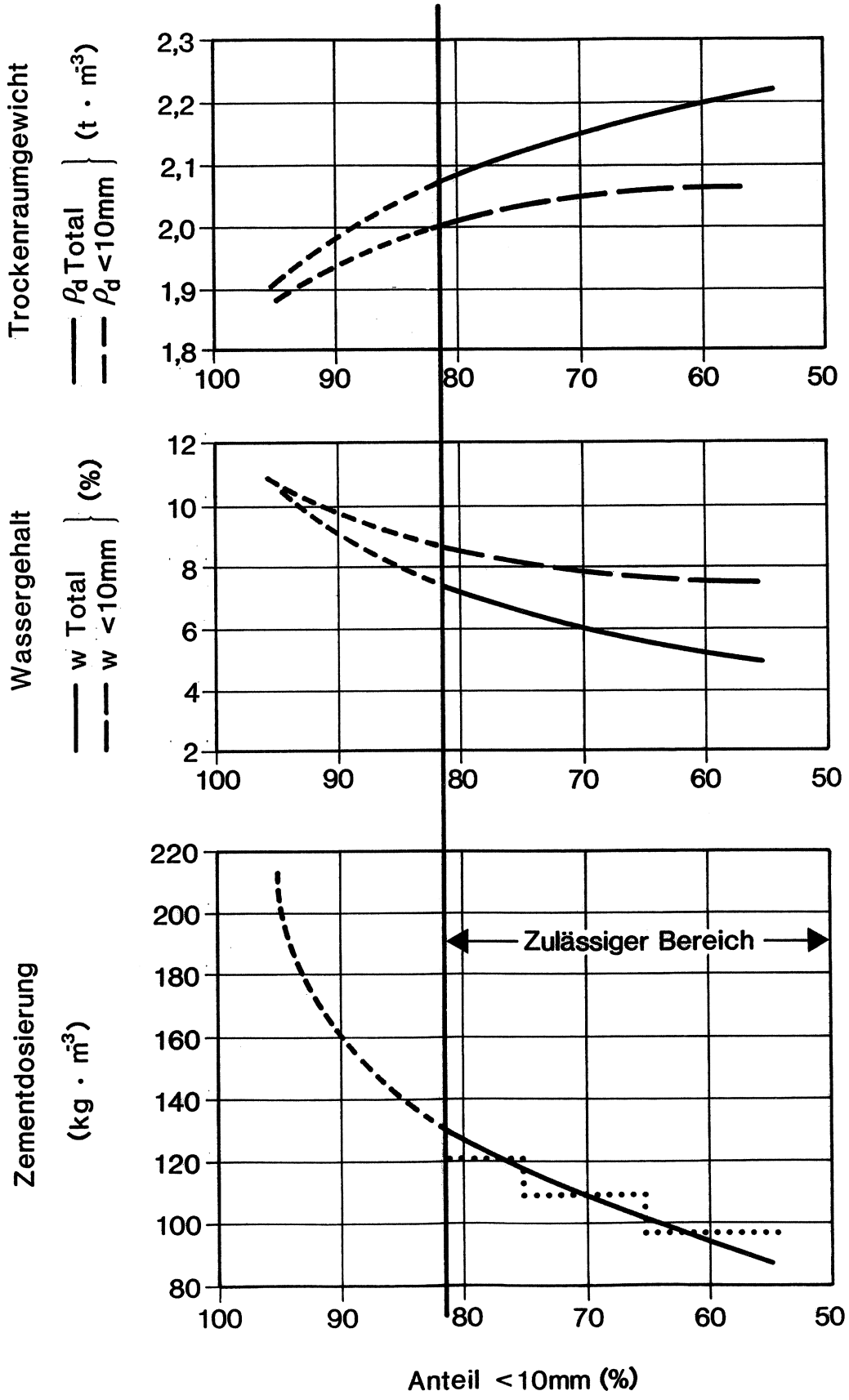
Herkunft des Materials	Probe nahme	Signatur	Labor Nr.	USCS	w_n %	ρ_s t / m³	w_L %	w_p %	I_p %	Humus Nr.	Bemerkungen
Kiesgrube Deisswil	29.10.81	———	5252	GM	6,3	2,68	/	/	/		Rohmaterial 0/50
" "	5.8.82	- - -	5478	GM	—	2,68	/	/	/		" "



BAG 1977

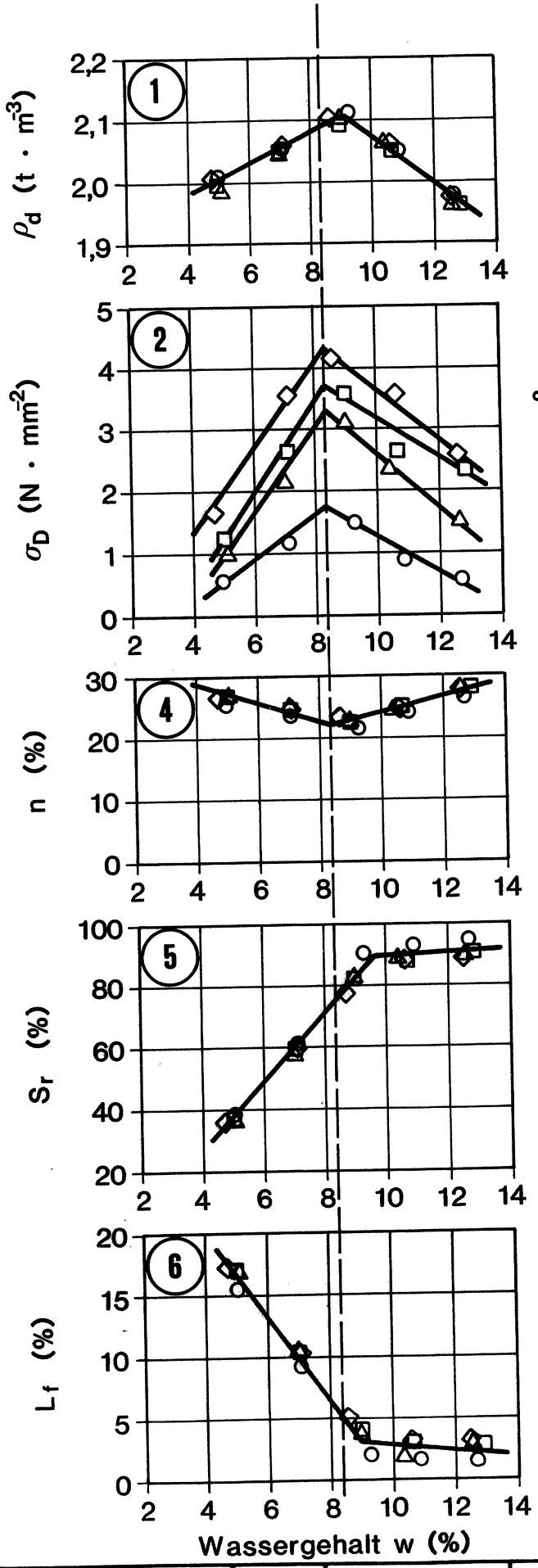
BEILAGE 7

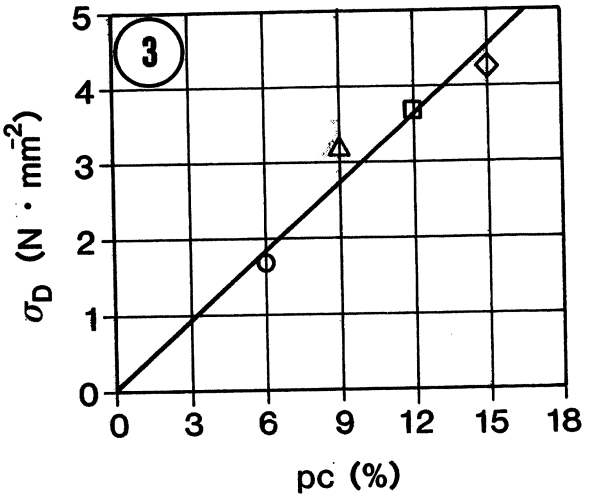
ZUSAMMENSTELLUNG DER VERDICHTUNGS- UND DOSIERWERTE, T6, SCHÖNBÜHL - LÄTTI



Dossier 1787	ZD	19.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

STABILISIERUNGSPRÜFUNG AM KORNANTEIL < 10mm





Legende :

○ ≙ 6% pc ρ_s ~ 2,70 t · m^{-3}
△ ≙ 9% pc " ~ 2,71 "
□ ≙ 12% pc " ~ 2,73 "
◇ ≙ 15% pc " ~ 2,74 "

ρ_d : Trockenrohdichte

σ_D : Druckfestigkeit nach 7 Tagen mit 4 Stunden Wasserlagerung.

n : Porosität

S_r : Sättigungsgrad

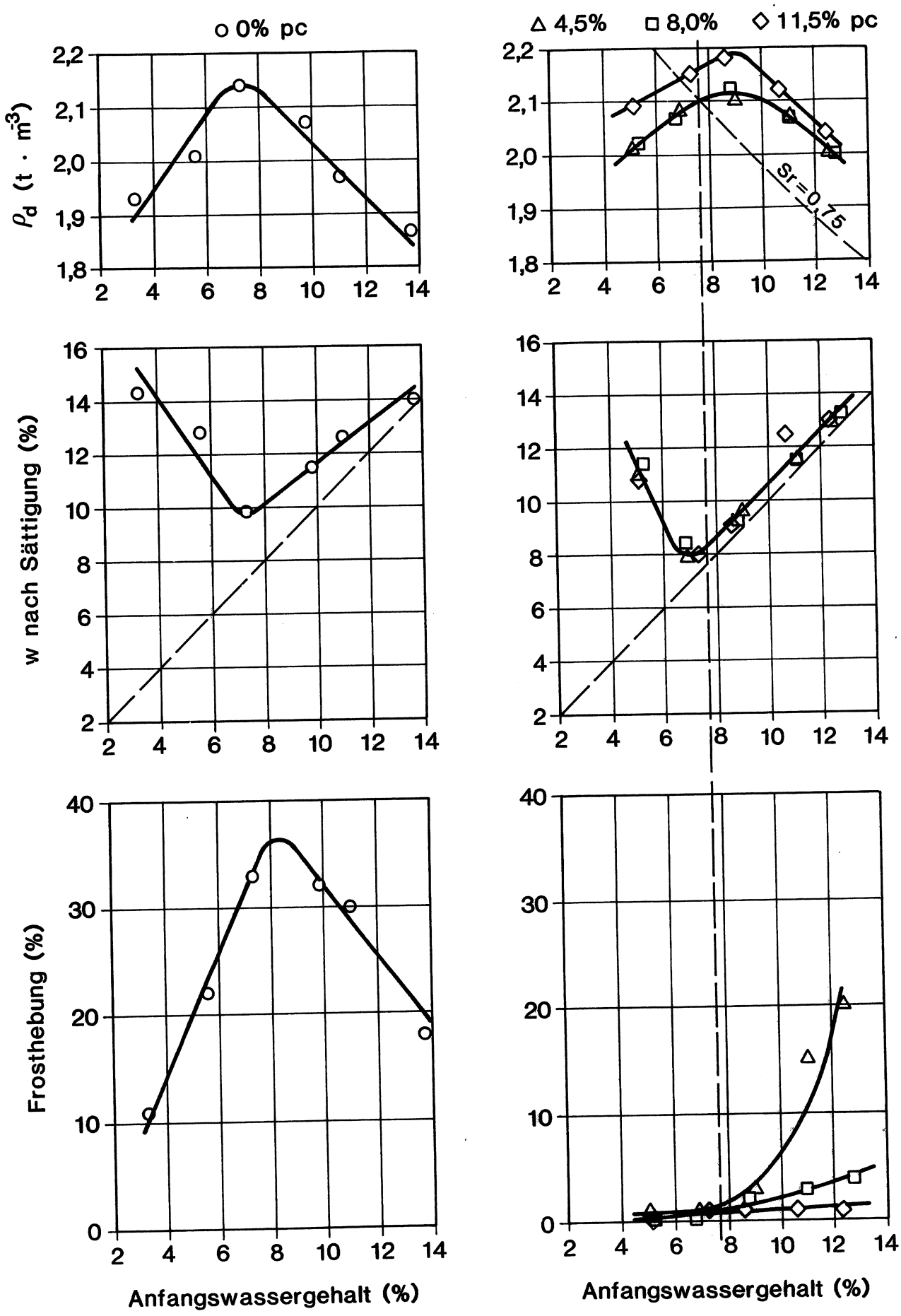
L_f : Luftporengehalt

ρ_s : Dichte

pc : Zementgehalt

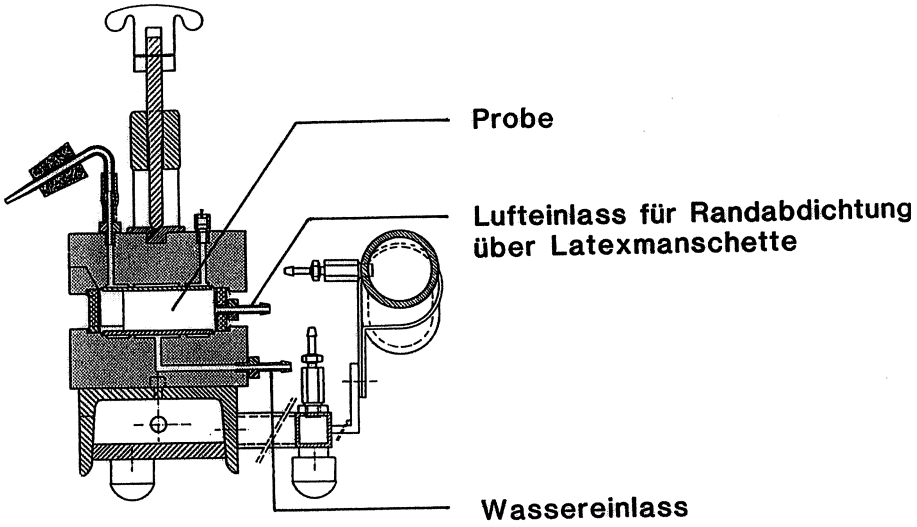
Dossier 1787	ZD	17.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

FROSTHEBUNGSVERSUCHE MIT UND OHNE ZEMENT

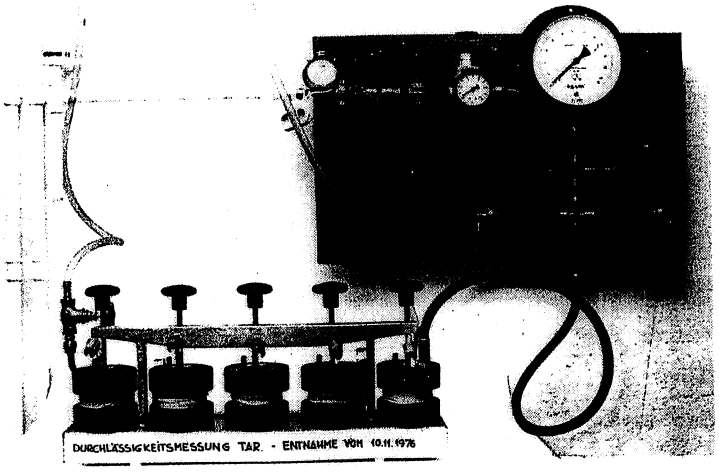


Dossier 1787	ZD	17.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

DURCHLÄSSIGKEITSMESSAPPARAT "LABOPERM"

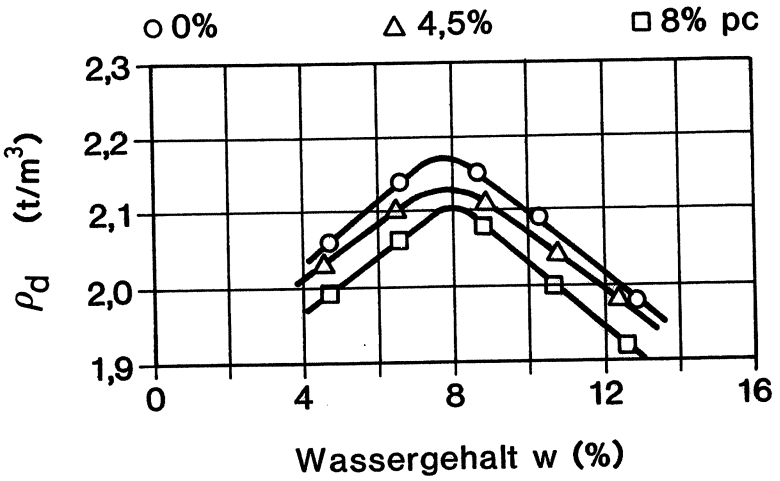


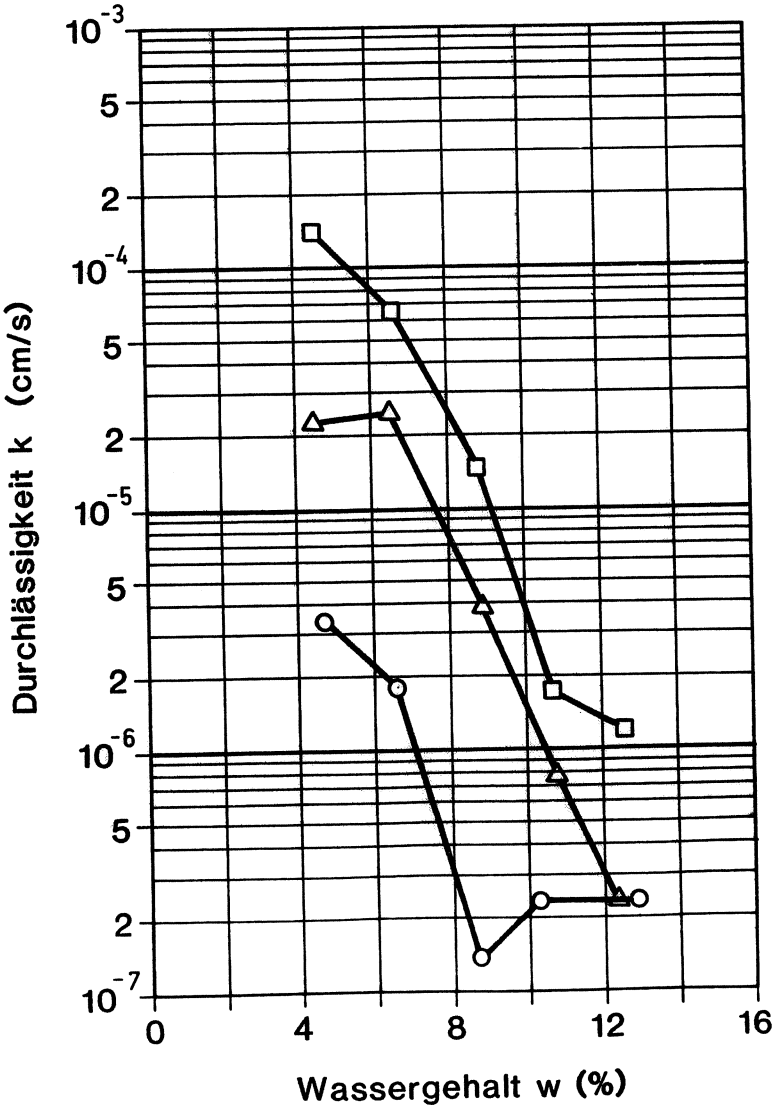
Schnitt durch ein Messelement



Ansicht des Laboperm

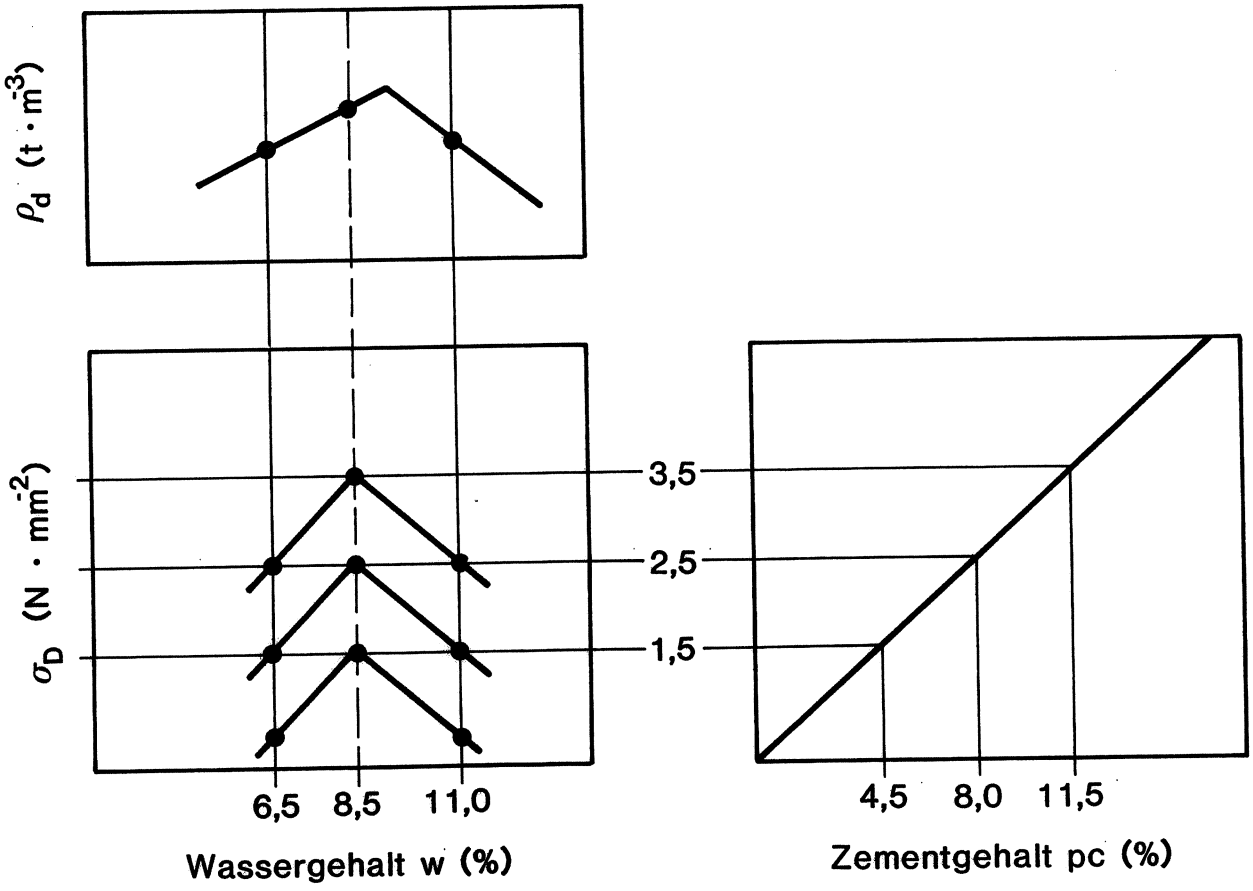
DURCHLÄSSIGKEITSVERSUCHE





Dossier 1787	ZD	17.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

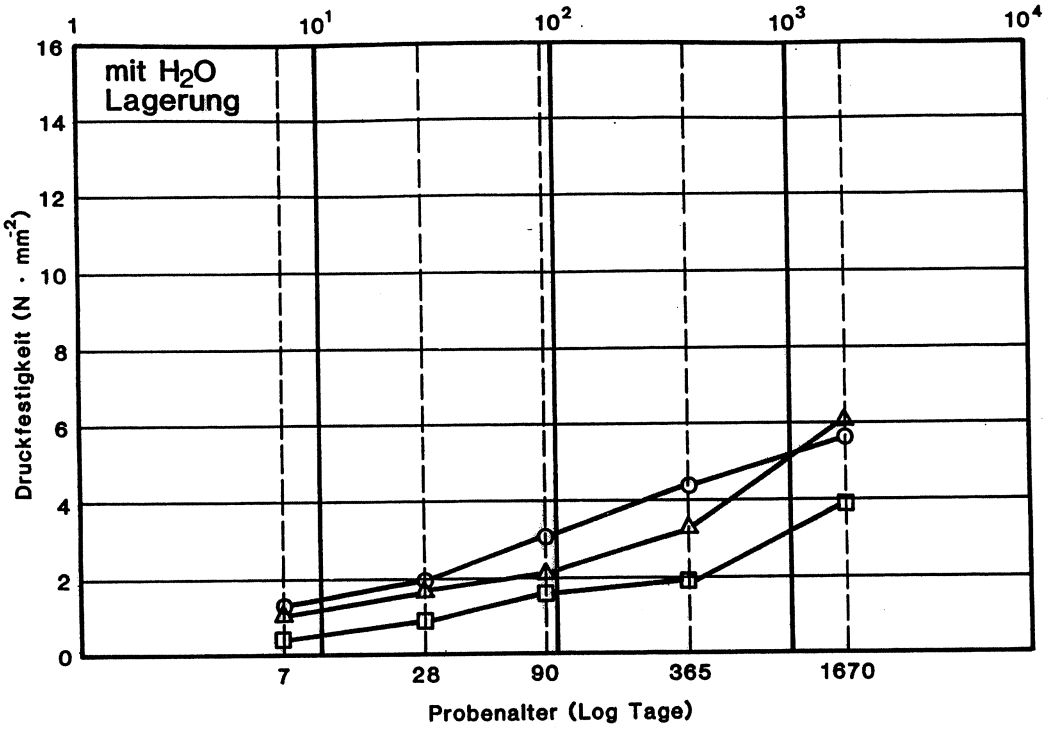
SCHEMA:
PRÜFKÖRPER FÜR FESTIGKEITSENTWICKLUNG

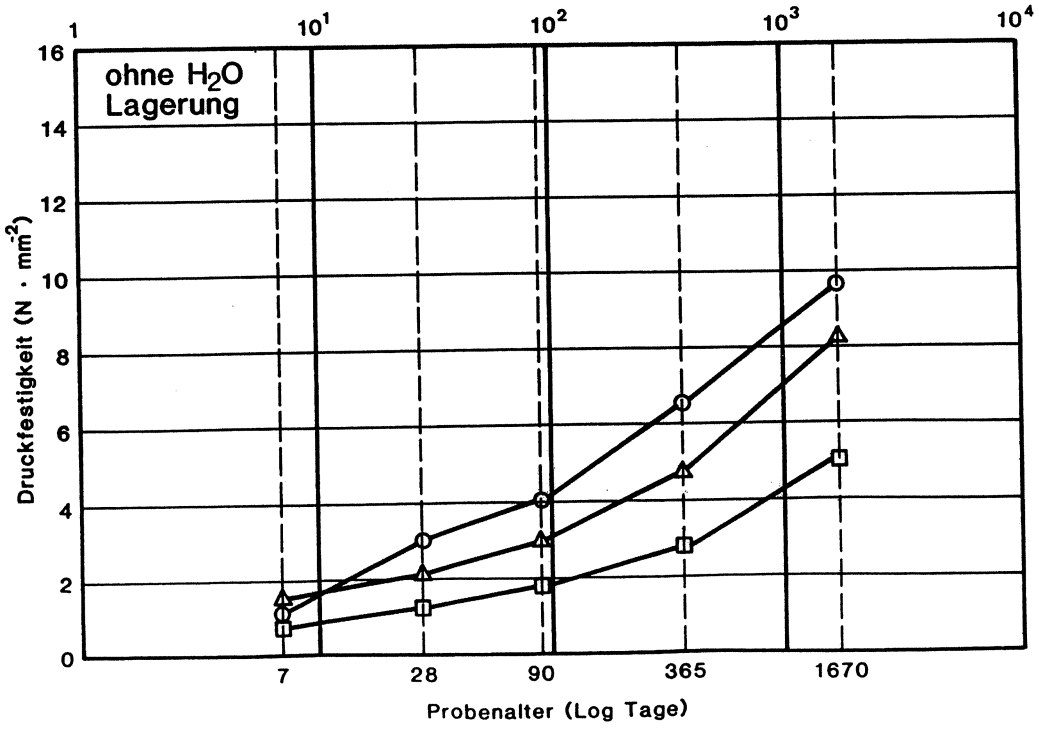


Festlegung der Parameter aufgrund der Untersuchungen in Beilage 9

DRUCKFESTIGKEITSENTWICKLUNG DER LABORPROBEN mit Kornanteil kleiner 10mm

Zementgehalt: 4,5% Wassergehalt o 6,5%, Δ 8,5%, □ 11,0%

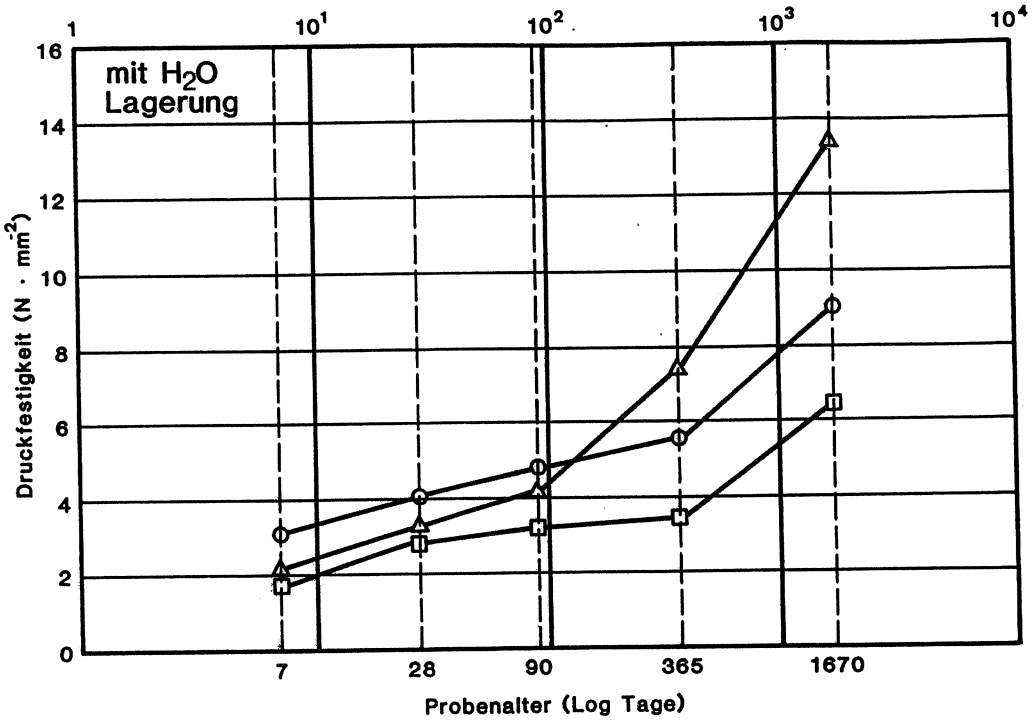


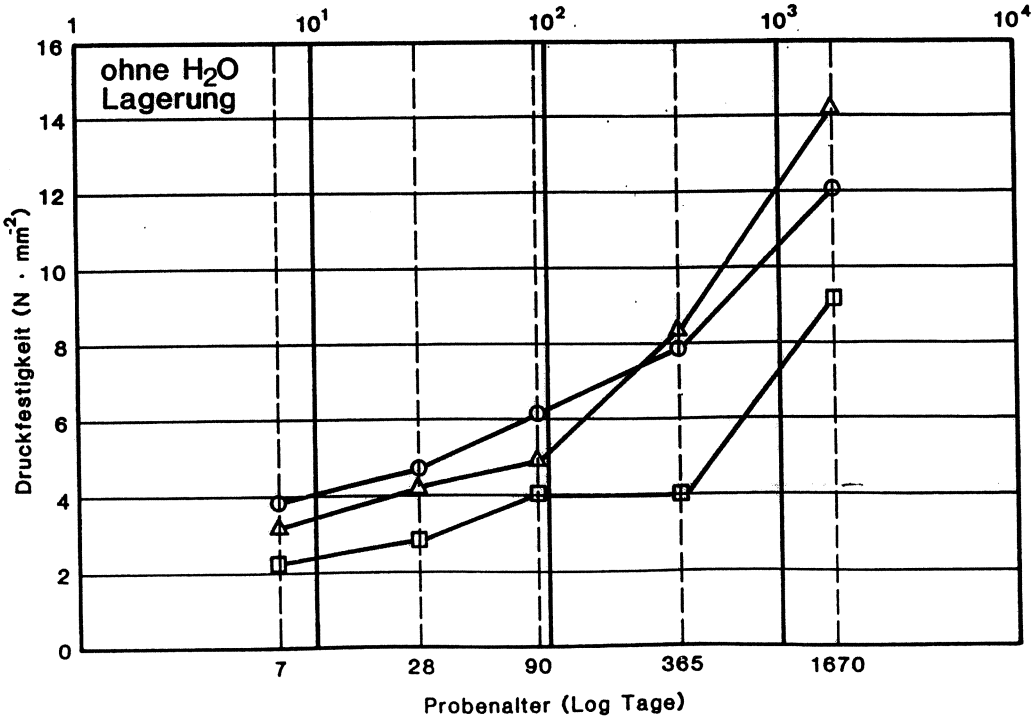


Dossier 1787	ZD	26.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

DRUCKFESTIGKEITSENTWICKLUNG DER LABORPROBEN mit Kornanteil kleiner 10mm

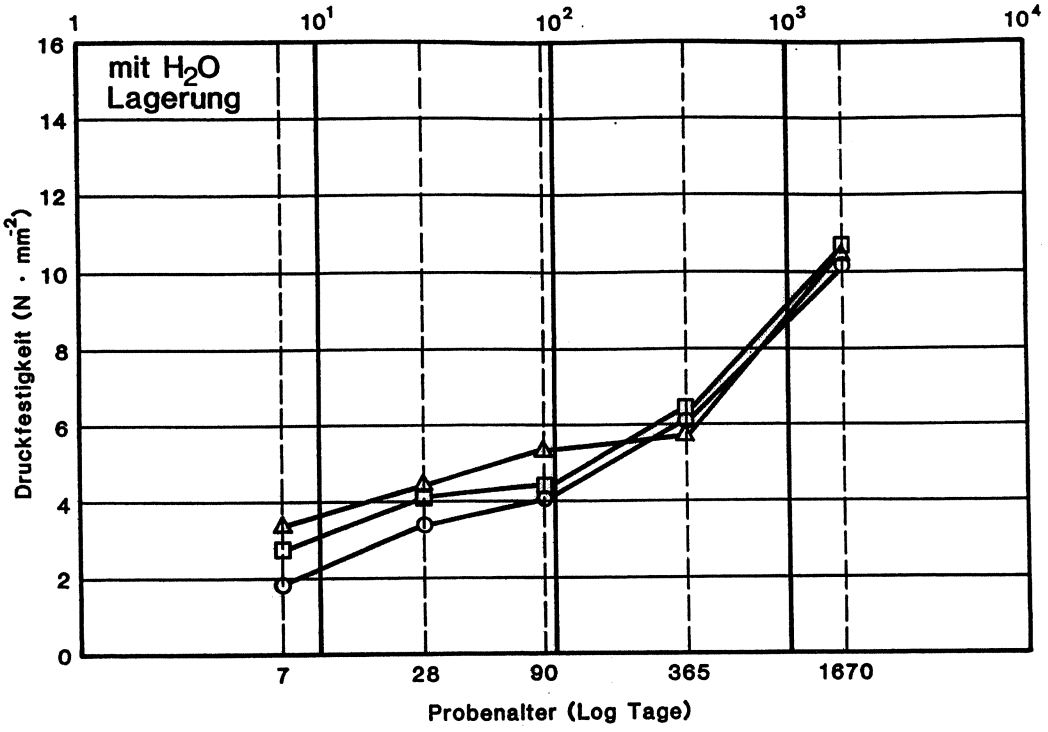
Zementgehalt: 8% Wassergehalt ○ 6,5%, △ 8,5%, □ 11,0%

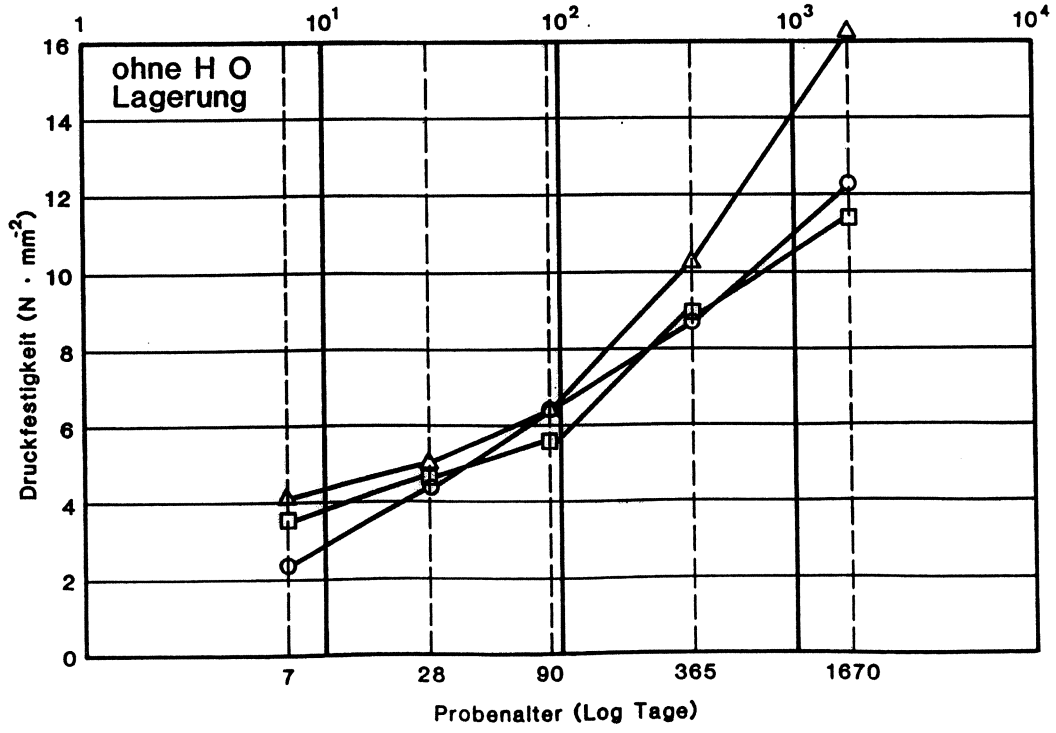




DRUCKFESTIGKEITSENTWICKLUNG DER LABORPROBEN mit Kornanteil kleiner 10mm

Zementgehalt: 11,5% Wassergehalt ○ 6,5%, △ 8,5%, □ 11,0%





Dossier 1787	ZD	26.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

DRUCKFESTIGKEITSPRÜFUNG MIT 4-STÜNDIGER WASSERLAGERUNG

FESTIGKEITSANGABEN IN $N \cdot mm^{-2}$

LABORPROBEN

	Prüfalter	[Tagen]	7	28	90	365	1670
SERIE	pc [%]	w [%]					
1		6.5	1.3	2.0	3.1	4.5	5.8
2	4,5	8.5	1.2	1.6	2.0	3.3	6.2
3		11.0	0.4	0.9	1.7	1.9	3.8
4		6.5	3.1	4.1	4.7	5.6	9.2
5	8.0	8.5	2.2	3.3	4.0	7.5	13.4
6		11.0	1.7	2.4	3.2	3.4	6.4
7		6.5	1.8	3.5	4.2	6.1	10.2
8	11.0	8.5	3.5	4.6	5.4	5.8	10.4
9		11.0	2.8	4.1	4.4	6.5	10.6

FELDPROBEN

	Prüfalter	[Tagen]	7	28	130	405	1485
FELD 1	(29.10.81)		3.1	6.9	8.3	9.2	12.8
	Prüfalter	[Tagen]	1	7	28	90	365
FELD 2	(5.8.82)		2.5	5.1	6.9	8.7	11.5

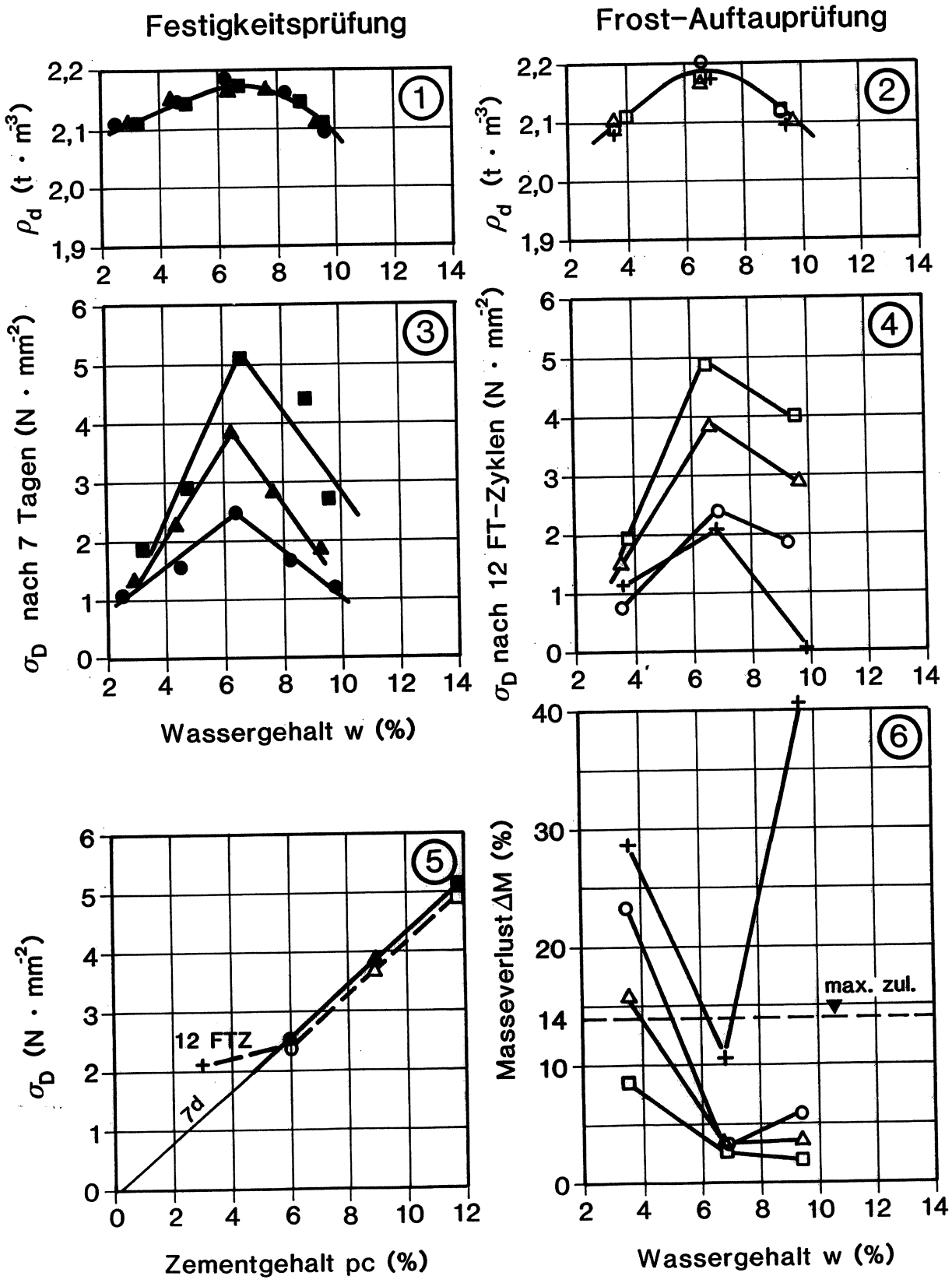
DRUCKFESTIGKEITSPRÜFUNG OHNE 4-STÜNDIGER WASSERLAGERUNG

FESTIGKEITSANGABEN IN $N \cdot mm^{-2}$

LABORPROBEN							
	Prüfalter	[Tagen]	7	28	90	365	1670
SERIE	pc [%]	w [%]					
1		6.5	1.1	3.0	4.0	6.5	9.6
2	4,5	8.5	1.6	2.0	2.9	4.7	8.2
3		11.0	0.7	1.2	1.7	2.8	5.0
4		6.5	4.0	4.7	6.2	7.9	12.2
5	8.0	8.5	3.3	4.4	4.9	8.3	14.4
6		11.0	2.2	2.8	4.0	3.8	9.2
7		6.5	2.4	4.4	6.4	8.8	12.2
8	11.0	8.5	4.3	5.0	6.4	10.3	16.2
9		11.0	3.5	4.6	5.7	8.9	11.4
FELDPROBEN							
	Prüfalter	[Tagen]	7	28	130	405	1485
FELD 1	(29.10.81)		5.5	8.1	9.1	10.4	16.0
	Prüfalter	[Tagen]	1	7	28	90	365
FELD 2	(5.8.82)		3.0	6.2	6.1	8.7	12.1

LABORUNTERSUCHUNG AM ANTEIL KLEINER 20mm

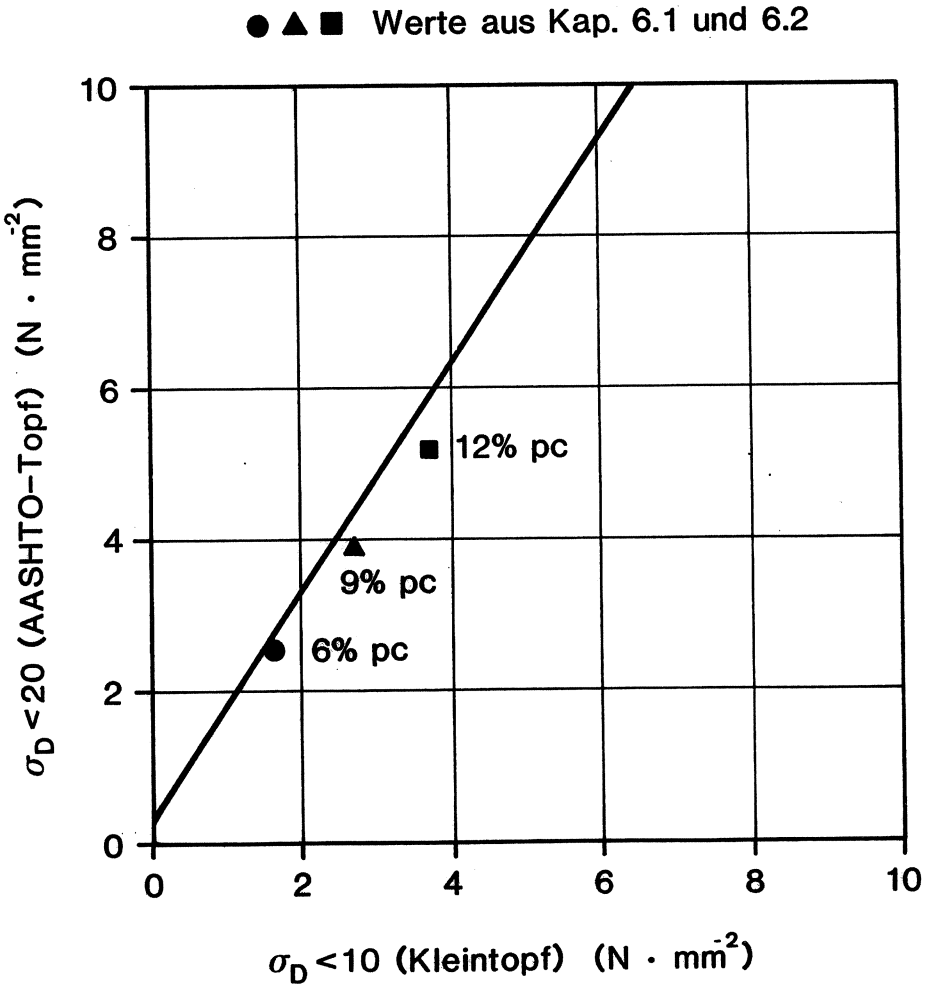
Zementgehalte: + 3%, ●○ 6%, ▲△ 9%, ■□ 12%



Dossier 1787	ZD	23.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

ZUSAMMENHANG ZWISCHEN DRUCKFESTIGKEITEN VON STABILISIERTEN PRÜFKÖRPERN IM AASHTO-TOPF UND IM KLEINEN TOPF BEI GLEICHEM ZEMENTGEHALT

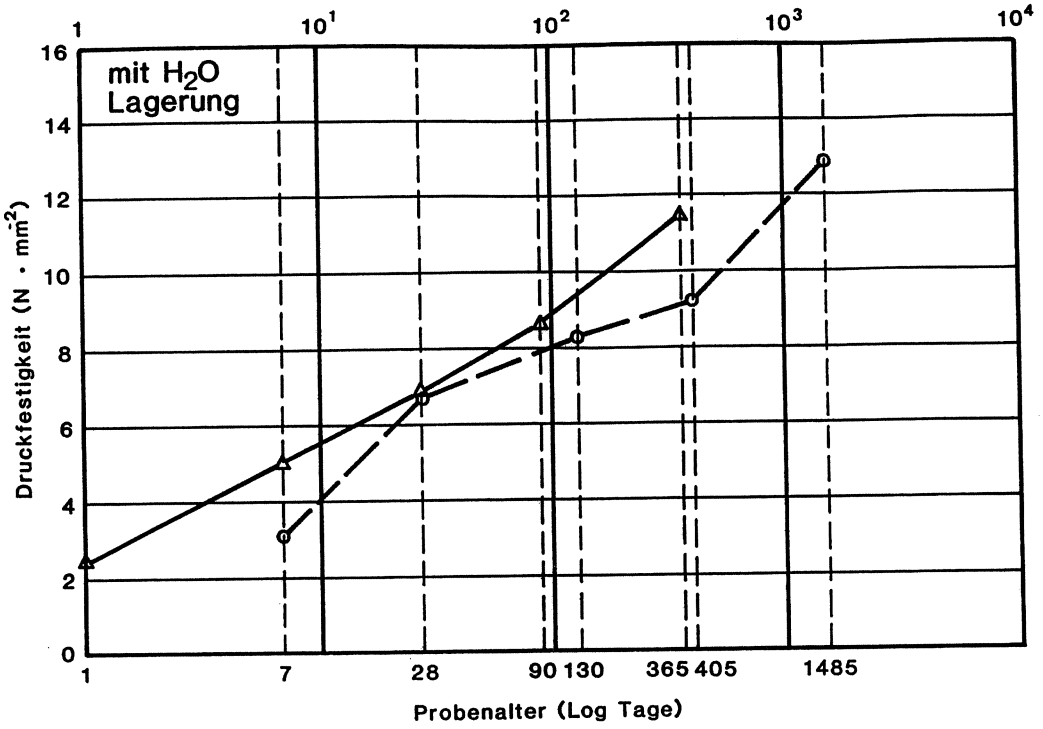
$$\sigma_{D<20} = 1{,}5 \cdot \sigma_{D<10} + 0{,}3 \quad \text{[nach 4]}$$

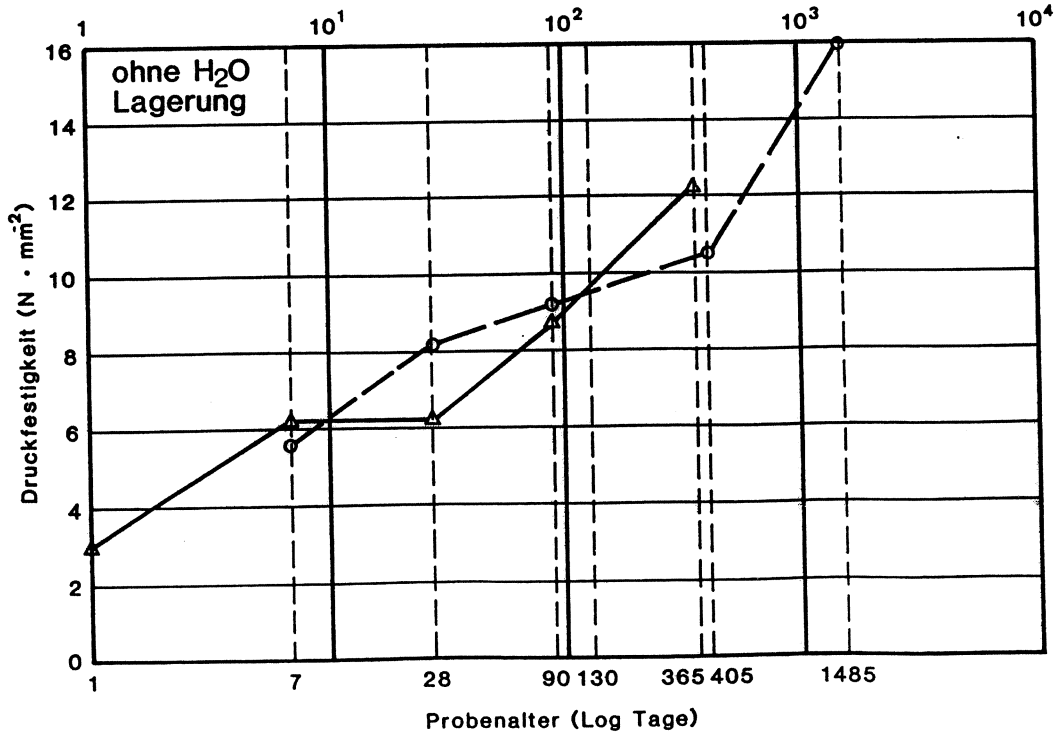


Dossier 1787	ZD	23.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

DRUCKFESTIGKEITSENTWICKLUNG DER FELDPROBEN mit Kornanteil kleiner 10mm

△ Feld 1 (29.10.81) ○ Feld 2 (5.8.82)

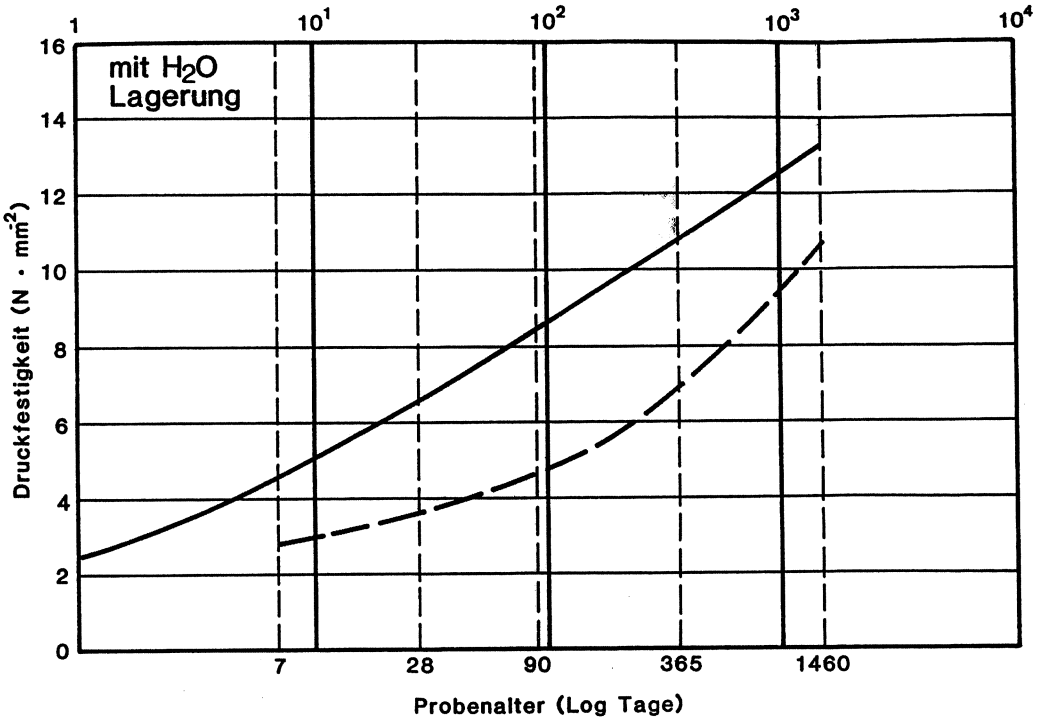


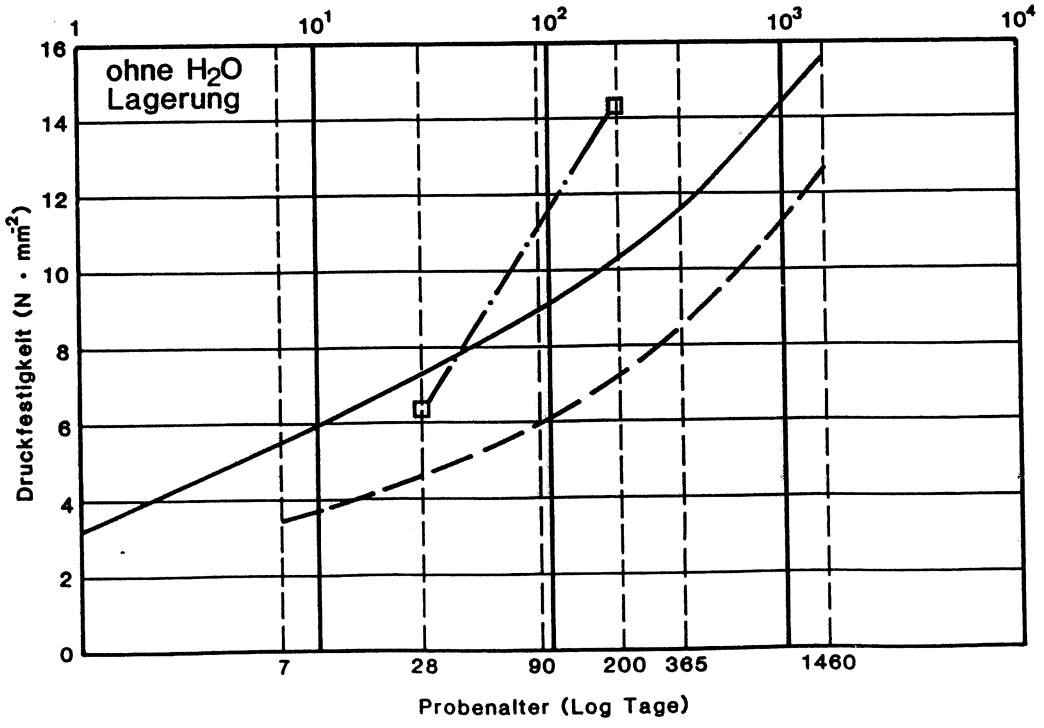


Dossier 1787	ZD	25.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

VERGLEICH DER DRUCKFESTIGKEITSENTWICKLUNG VON FELD- UND LABORPROBEN BEI GLEICHER ZEMENTDOSIERUNG

—— Feldproben — — Laborproben —·— Bohrkerne

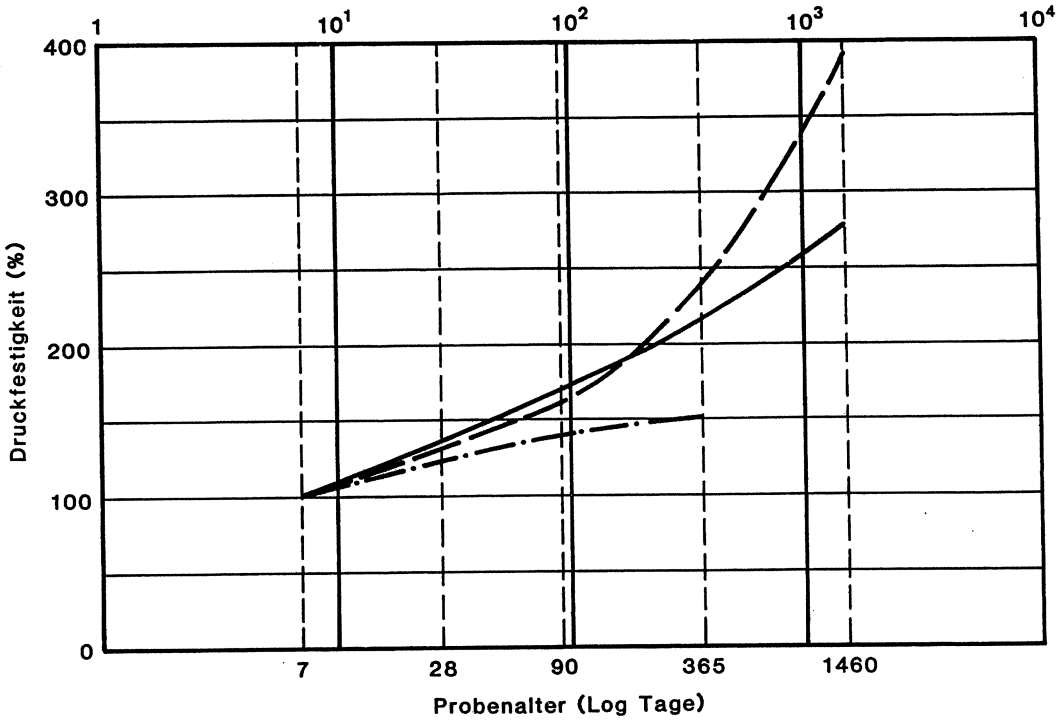




Dossier 1787	ZD	26.11.87	FA 25/80	**BeAG/LPM AG**

PROZENTUALE DRUCKFESTIGKEITSZUNAHME VON ZEMENTSTABILISIERTEN PRÜFKÖRPERN

7 Tage Druckfestigkeit ~ 100%



——— Feldproben

— — — Laborproben

—·— zum Vergleich: EMPA Standardbeton PC300, w/z = 0,50
Würfeldruckfestigkeiten [nach 26]

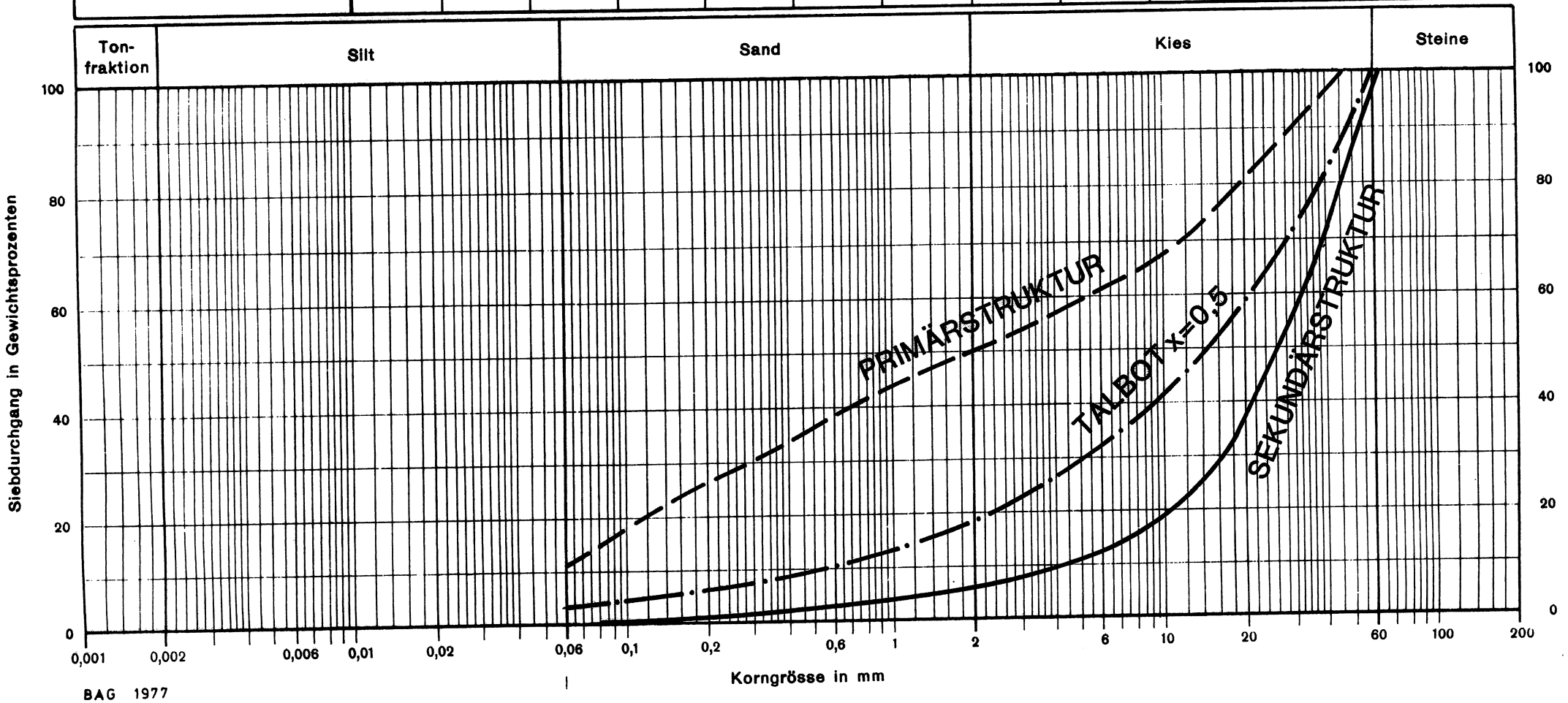
Dossier 1787	ZD	25.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

BETONSTRASSEN AG
5103 WILDEGG

KORNVERTEILUNG

Dossier :
Datum :

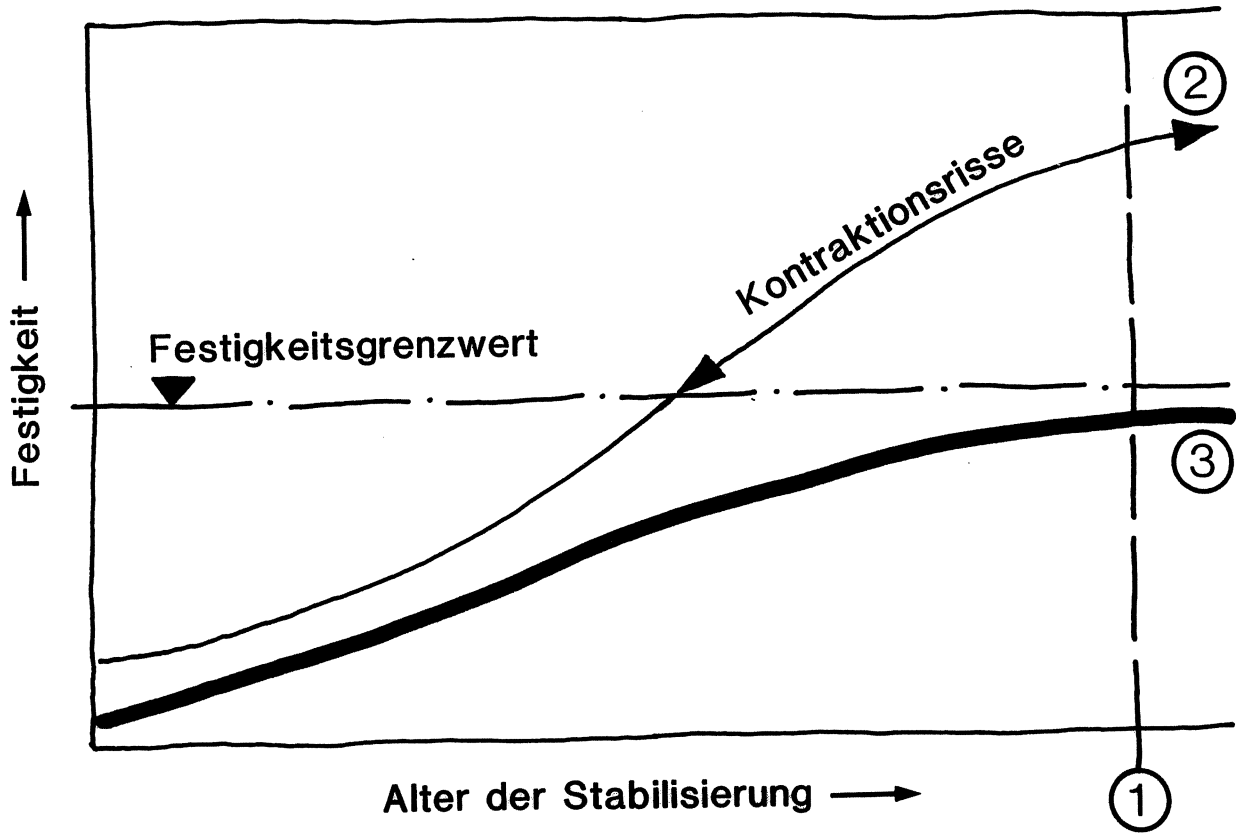
Herkunft des Materials	Probe nahme	Signatur	Labor Nr.	USCS	w_n %	γ_s t / m³	w_L %	w_p %	I_p %	Humus Nr.	Bemerkungen
Grube Deisswil	5.8.82	— — —	5478	GM							Rohmaterial 0/50
" "	3.9.82	———	5494	GP							Bohrkern abgedrückt
		—·—									
		··—··—									



BAG 1977

BEILAGE 24

HYPOTHETISCHES KONZEPT ZUR KONTRAKTIONSRISSE-FREIEN STABILISIERUNG



1 Prognostizierte Gebrauchsdauer

2 Noch bestehendes Konzept, dass zu Kontraktionsrissen führt

3 Neues Konzept, dass zu keinen Kontraktionsrissen mehr führen sollte

Dossier 1787	ZD	26.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

Probenaufbereitung für Gefügeanalysen und Untersuchungen I

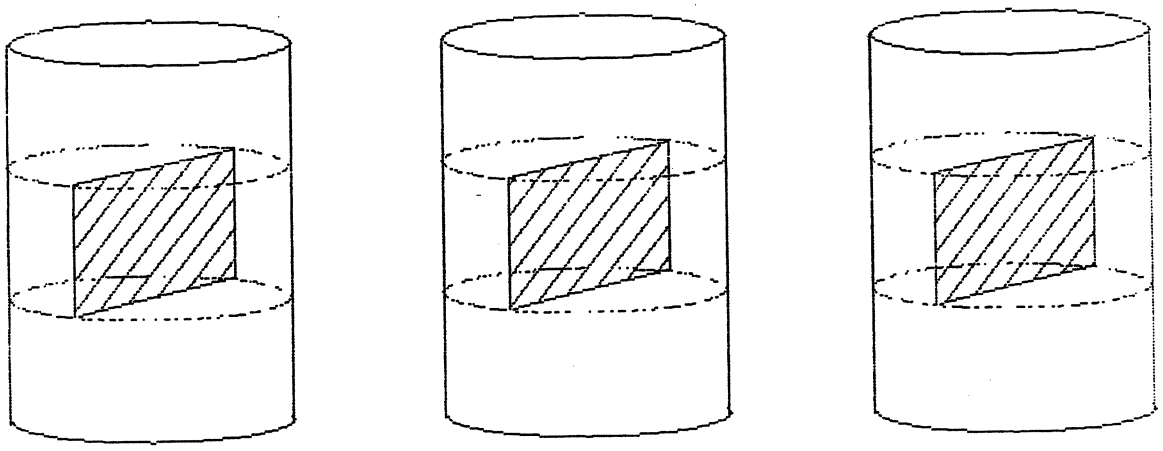
L P M

3 der 6 Zylinderproben

o

m

u



Je Probenserie wurden im L P M hergestellt :

8.2.1 – 3 Dünnschliffpräperate je 25x40 mm Probefläche

8.2.2 – 3 Probescheiben o, Durchmesser 55 mm Höhe 30 mm für Messung Wasseraufnahmekoeffizient, A–Wert der Oberschicht o, 0 – 30 mm

8.2.3 – 3 Probescheiben u, Durchmesser 55 mm Höhe 30 mm für Messung Wasseraufnahmekoeffizient, A–Wert der Unterschicht u, 60 – 90 mm

8.2.4 – Die 3 Probescheiben Pos. 8.2.2 wurden nachträglich für Messung Poren–Sättigungskennwerte verwendet

8.2.5 – Die 3 Probescheiben Pos. 8.2.3 wurden nachträglich für Messung Poren–Sättigungskennwerte verwendet

I.PO MIKROSKOPISCHE ANALYSE TAS/LPM BEINWIL A/SEE : 4.10.1982

LPM-LABOR : A-2794 PROBE : 9
ANALYSIERTE KOMPONENTE Makroporositaet
*
*

1. KLASSEN DURCHMESSER MM	2. Mittl. DURCHM. MM	6. PI' KUGEL ANZAHL PRO MM3	7. LA' KUGEL VOLUMEN % v.PR.	8. ZLA' KUGEL VOLUMEN % v. Z.	9. O' INNERE OBERFL. MM2
XXXXXXXXX Po -0.020-0.100	0.060	35.598	0.40	1.22	0.40
P1 -0.100-0.200	0.150	1.686	0.30	2.13	0.12
P2 -0.200-0.300	0.250	0.418	0.34	3.17	0.08
P3 -0.300-0.400	0.350	0.037	0.08	3.42	0.01
P4 -0.400-0.500	0.450	0.044	0.21	4.06	0.03
P5 -0.500-0.600	0.550	0.015	0.13	4.46	0.01
P6 -0.600-0.700	0.650	0.026	0.37	5.59	0.03
P7 -0.700-0.800	0.750	0.017	0.37	6.70	0.03
P8 -0.800-0.900	0.850	0.007	0.23	7.39	0.02
P9 -0.900-1.000	0.950	0.000	0.00	7.39	0.00
P10-1.000-1.100	1.050	0.000	0.00	7.39	0.00
P11-1.100-1.200	1.150	0.000	0.00	7.39	0.00
P12-1.200-1.300	1.250	0.000	0.00	7.39	0.00
P13-1.300-1.400	1.350	0.004	0.49	8.88	0.02
TOTAL		37.851	2.92	8.88	0.76

SYS.PO-50 T= 0.020
K E N N W E R T G R O E S S E N

	TEILANALYSE PO-P13: VERTEILUNG STEREOMETRISCH berechnet nach G.BACH TAS/LPM/B			GESAMTANALYSE: LINEARANALYSE nach ASTM/HE/BL TAS/LPM/A		
VOLUMENANTEIL auf Probe	LA'	=	2.920	LA	2.662	Vol.%
INNERE OBERFLAECHE	O'	=	0.762	O	1.194	mm 2
TEILVOLUMEN auf Probe	L-300	=	1.042			Vol.%
TEILVOL./VOLUMENANTEIL	W'	=	35.699	W	39.165	%
ANZAHL KUGELN auf Probe	PI'	=	37.851	PI	83.077	/mm 3
SPEZ. OBERFLAECHE alpha		=	26.084		44.863	mm-1
ABSTANDSFAKTOR	AF'	=	0.256	AF	0.155	mm
BINDEMITTELLEIM	K	=	32.900			Vol.%
VOLUMENANTEIL auf Z	ZLA'	=	8.152	ZLA	7.485	Vol.%
TEILVOLUMEN auf Z	ZL-300'	=	2.910	ZL-300	2.931	Vol.%
ANZAHL KUGELN auf Z	ZPI'	=	105.669	ZPI	233.615	/mm 3

BILDDATENCOMPUTER TEXTUR ANALYSE SYSTEM TAS/LPM-LABOR
BERECHNUNGEN HEWLETT PACKARD

BINDEMITTELLEIM K = C+W = GEFUEGEKOMPONENTE 1
BINDEMITTEL hart Z = C+W + LA = GEFUEGEKOMPONENTE 1 + LA

Labor für Präparation und Methodik
Luzernerstr. 445 5712 Beinwil a. See/Schweiz
Telephon 064/71 55 64 Postcheck 80 - 58841

LPM

I.b STABILISATIONSPROBEN BEURTEILUNG DER MORPHOLOGIE

Mikroskopische Untersuchung

LPM-Labor Nr. *A-2794* Beinwil am See *18.4.1984*

Auftraggeber: *Betonstrassen AG, Wildegg*
Objekt: *Bodenstabilisierung mit Zement, Forschungsauftrag F3*
Probe: *9*

	GEFÜGEKOMPONENTEN:		BEURTEILUNG Klassierung	Index	ANMERKUNG:
A	MAKRO POROSITÄT *)	Porenagglomerate			*Kugelförmige Poren und viel oberflächenparallele Setzporen.*
		Lunkern			
		Wasserporen			
B	ZEMENTSTEIN KAPILLARITÄT				
C	RISSE ZEMENTSTEIN *)	≥0,005 mm breit	*mittel*	*+4*	
		< 0,005 mm breit	*wenig*	*0*	
E	ZUSCHLAG ZEMENTSTEIN VERBUND **)	Kapillarstörungen			
		Rissablösungen	*mittel*	*+2*	
		Porenagglomerate Lunkern Wasserporen			
		Setzporen	*mittel*	*+2*	
F	HYDRATATION *)	Zementlinsen			
		Hydratlinsen			
MOQ GEFUEGEQUALITAET			TOTAL	*+8*	*Typ D*

AUSWERTUNG MOQ:

		Anzahl im Maximum pro cm² Probe *) Im Bindemittel Zf	**) Am Zuschlag
WENIG	≤	15	8
MITTEL	≤	75	40
HÄUFIG	>	75	40

MO1 MAKROPORENQUALITAET =

AUSWERTUNG MO1: aus I.Po Makroporosität LA Vol.% = *2,66*
I.Po spez. Porenoberfläche α mm⁻¹ = *45*
Q2 Klassierung LA und α als Index *0, +0* = *0*
aus I.c Gesamtkapillarität Zn* Vol.% = *25*
MO1 = Q2 + $(\frac{Zn^*}{10})^2$ 6

Dossier 1787	ZD	30.11.87	FA 25/80	BeAG/LPM AG

KENNWERT MOQ

Mit dem MOQ wird als Index die gesamte Gefügequalität charakterisiert und beurteilt.

Die verschieden beurteilten Gefügekomponenten und Gefügeeigenschaften werden als Störungen resp. als Einheiten pro cm2 Probenfläche gezählt und entsprechend der Anzahl nach verschiedenen Bewertungsschlüsseln klassifiziert und mit Indizes bewertet.

Gefügekomponente	Anzahl pro cm2	Klassierung	Index
A. Porenagglomerate	≤ 15	wenig	0
Lunkern	≤ 75	mittel	+ 4
Wasserporen	> 75	häufig	+ 8
C. Risse im Zementstein	≤ 15	wenig	+ 2
≥ 0,005 mm Breite	≤ 75	mittel	+ 4
	> 75	häufig	+ 8
< 0,005 mm Breite	≤ 15	wenig	0
	≤ 75	mittel	+ 2
	> 75	häufig	+ 4
E. Verbundstörungen	≤ 8	wenig	0
Zuschlag-Zementstein	≤ 40	mittel	+ 2
durch Kapillarität	> 40	häufig	+ 4
durch Risse			
durch Porosität			
F. Hydratationsstörungen	≤ 15	wenig	+ 2
Zementlinsen	≤ 75	mittel	+ 4
Hydratlinsen	> 75	häufig	+ 8

MOQ Gefügequalität = Total Indizes A-F

KENNWERT MO1

Ein geringer Volumenanteil der Makroporen LA, welcher aus grossen Poren gebildet ist, führt zu einer unregelmässigen und unwirksamen Porenverteilung, obschon der volumetrische Gleichgewichtszustand V3 noch genügend sein kann.
Auch gegenteilige Verhältnisse unterliegen dieser Abhängigkeit.

Ausgedrückt wird diese Abhängigkeit in MO1

$$MO1 = Q2 + \left(\frac{Zn^*}{10}\right)^2$$

Zn* = umgerechnete Kapillarwasseraufnahme A5 auf Zementsteingehalt Zf

Q2 = Index aus LA Makroporosität plus Index entsprechend α

α mm^{-1}		Klassierung		LA Vol.%	
> 40	< 60	0	0	> 2,0	< 5,0
≤ 40	> 30	+ 2	+ 2	< 2,0	> 1,0
≤ 30	> 20	+ 5	+ 5	≤ 1,0	
≤ 20		+ 6			
≥ 60	< 70	+ 1	+ 1	≥ 5,0	< 6,0
≥ 70	< 80	+ 2	+ 2	≥ 6,0	< 8,0
≥ 80		+ 4	+ 4	≥ 8,0	<10,0
		+ 8		≥10,0	

LA Index + α Index = Q2

I. STABILISIERUNGSPROBEN FROSTEMPFINDLICHKEIT und GEFÜGEQUALITAET

Mikroskopische Untersuchung
Physikalische Prüfung I.c

LPM-Labor Nr. *A-2794*

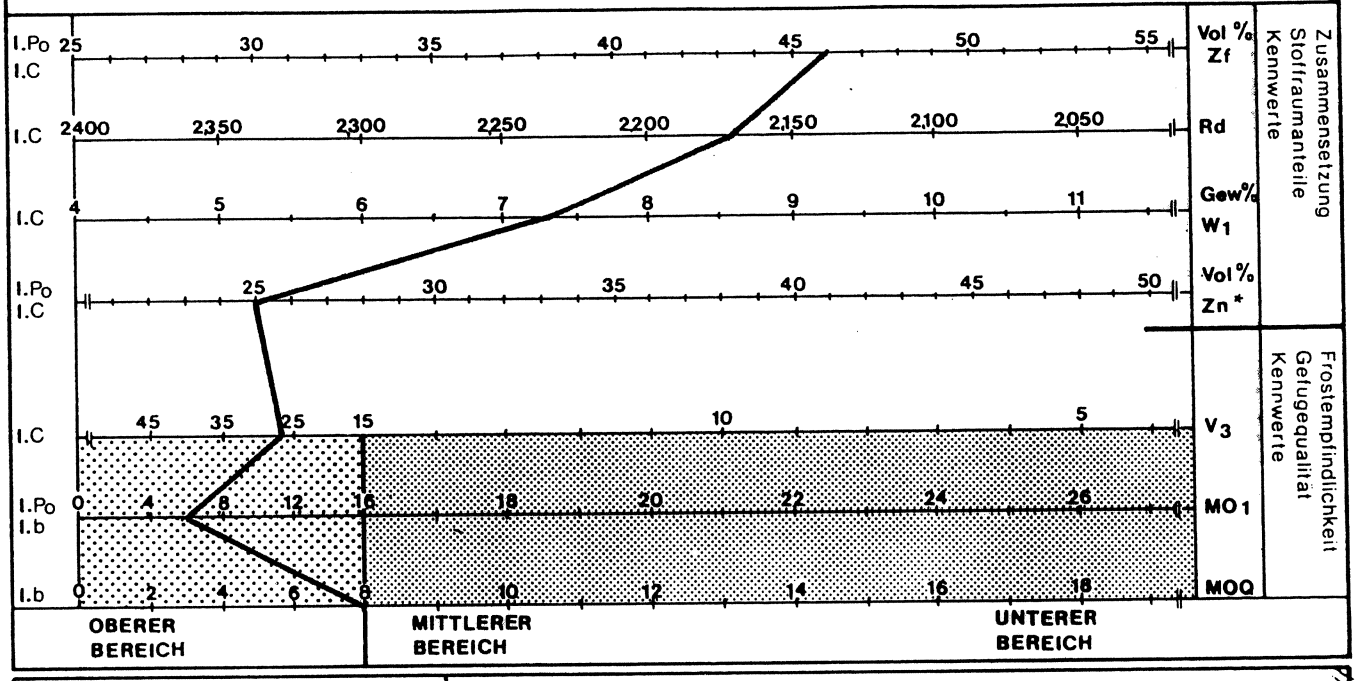
Labor für Präparation und Methodik
Luzernerstr. 445 5712 Beinwil a. See/Schweiz
Telephon 064/71 55 64 Postcheck 80 - 58841

LPM

Beinwil am See *18.4.1984*

Auftraggeber: *Betonstrassen AG, Wildegg*
Objekt: *Bodenstabilisierung mit Zement, Forschungsauftrag F3*
Probe: *9*

KENNWERT – BEURTEILUNG nach Bestimmung I



AUSWERTUNG DER :	BESTIMMUNG DER :	
Kennwertkurve Bereich	Frost – Empfindlichkeit	Klasse BFQ
oberer	_ geringe	= 1
oberer und mittlerer	_ mittlere	= 2
mittlerer	_ mittlere	= 2
unterer	_ hohe	= 3

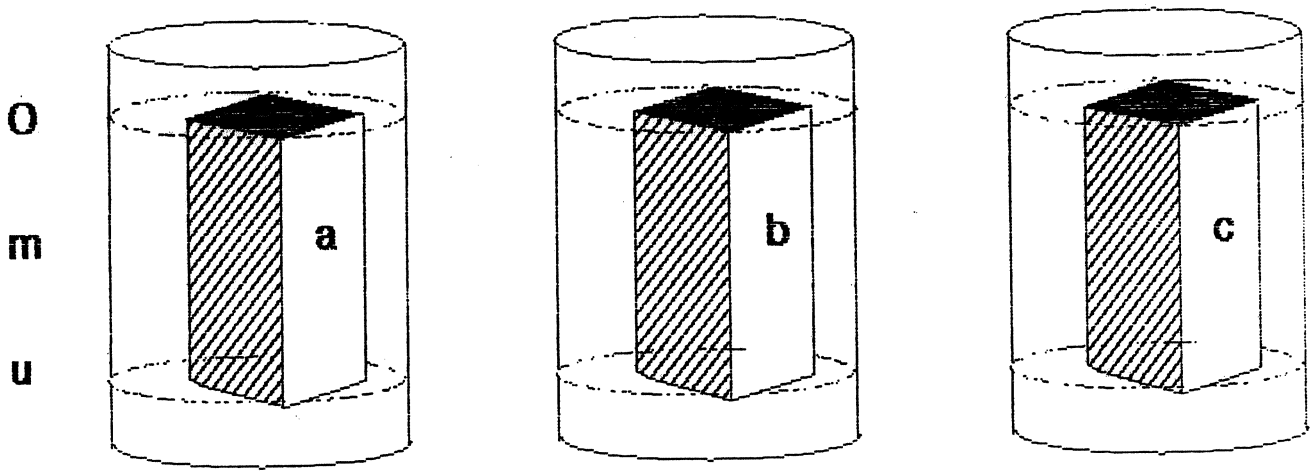
Bei einer kritischen Frostempfindlichkeit BFQ ist die Prüfung II nach D-R für die resultierende Frostempfindlichkeit FE zu empfehlen

ERGEBNIS : Frostempfindlichkeit *gering* = **BFQ – Klasse** *1*

Probenaufbereitung für Frostempfindlichkeit Physikalische Prüfung II

L P M

3 der 6 Zylinderproben



Je Probenserie wurden im L P M hergestellt :

9.2.1 – 3 Prismen a,b,c 30x30x60 mm stehend zu Zylinderprobe, also bestehend aus oberem Bereich o, mittlerem Bereich m und unterem Bereich u. Die Randbereiche, je 15 mm Oberschicht und Unterschicht wurden bewusst nicht berücksichtigt.

Labor für Präparation und Methodik
Luzernerstr. 445 5712 Beinwil a. See/Schweiz
Telephon 064/71 55 64 Postcheck 80 - 58841

LPM

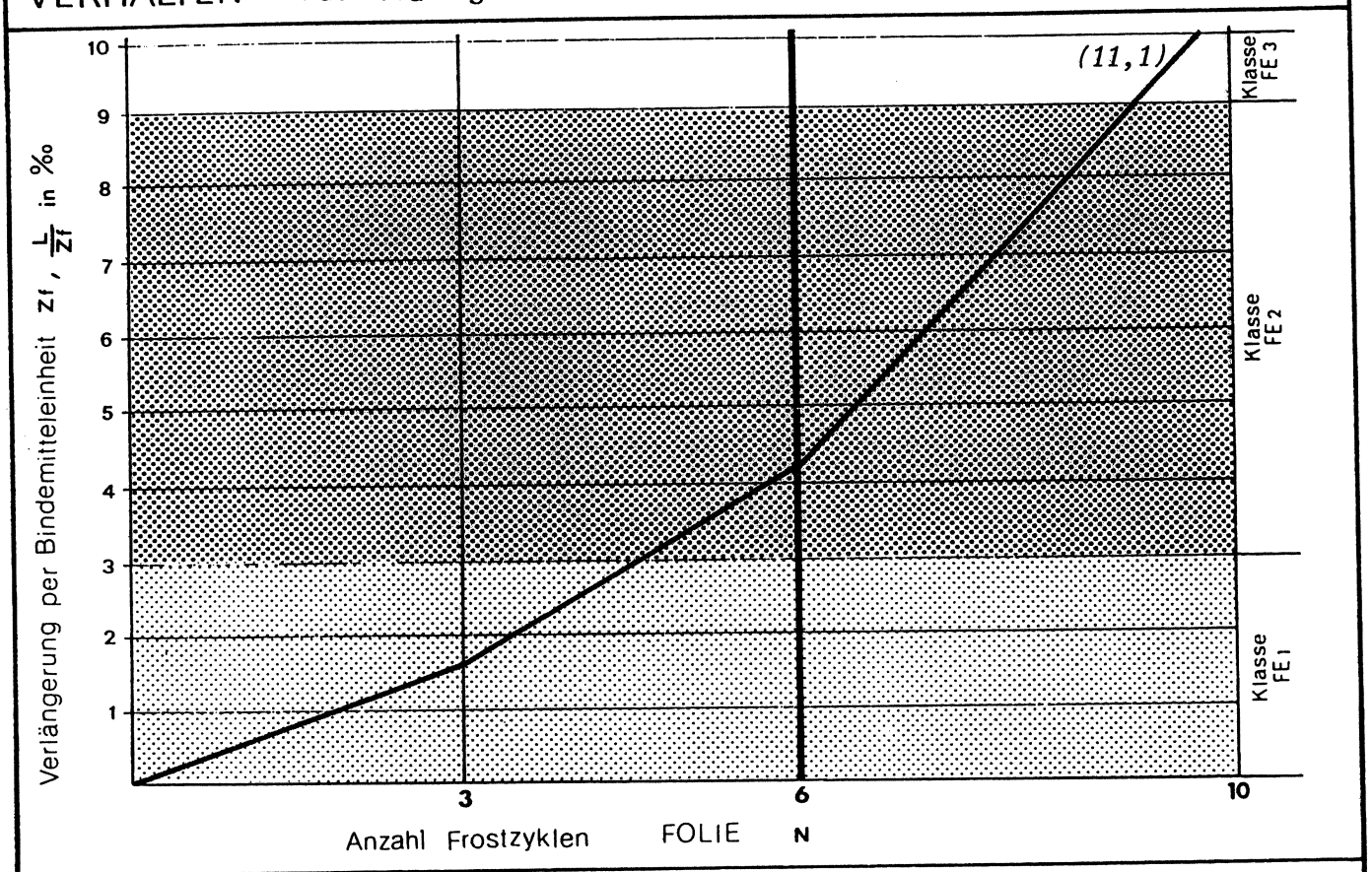
II. STABILISIERUNGSPROBEN PRÜFUNG DER FROSTEMPFINDLICHKEIT nach D-R Folie

LPM-Labor Nr. *A-2794*

Beinwil am See *18.4.1984*

Auftraggeber: *Betonstrassen AG, Wildegg*
Objekt: *Bodenstabilisierung mit Zement, Forschungsauftrag F3*
Probe: *9*

VERHALTEN nach Prüfung II D-R Folie



AUSWERTUNG DER VERHALTENSKURVE

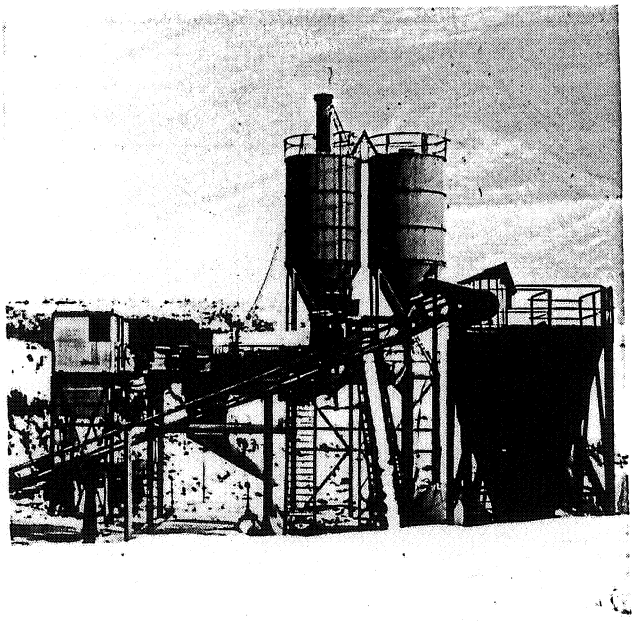
Geprüfte Frostempfindlichkeit FE in $\frac{L}{Zf}$ ‰ pro Frostzykel (nach 6 Frostzyklen)

ERGEBNIS : FE = *0,69* $\frac{L}{Zf}$ ‰ = FE-KLASSE *1-(2)*

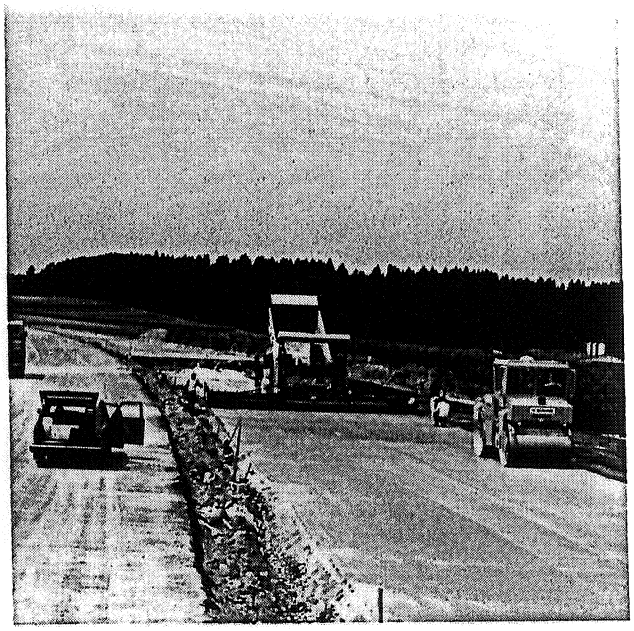
FOTOBEILAGE

Kiesgrube Deisswil

Detail des anstehenden GM-Materials



Aufbereitungsanlage der FLS



Einbau Feld 2, km 9.9, 5.8.82

BUNDESAMT FÜR STRASSENBAU

Strassenbauforschung

FACHLICHE AUSWERTUNG DER FORSCHUNGSARBEIT

Bodenstabilisierung mit Zement

Vergleichsuntersuchungen Labor - Feld

Forschungsauftrag 25/80 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)

März 1988

Betonstrassen AG, 5103 Wildegg
Linus B. Fetz

Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See
Bert Romer

1. Allgemeine Angaben zum Forschungsauftrag (FA)

Titel des FA:	Bodenstabilisierung mit Zement Vergleichsuntersuchungen Labor Feld
FA-Nr:	25 / 80
Forschungsstelle:	Betonstrassen AG, 5103 Wildegg Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See
Sachbearbeiter:	Linus B. Fetz und Albert Romer
Datum	
. FA-Erteilung:	16. Oktober 1980
. FA-Beginn:	November 1981
. Zwischenbericht:	1. September 1983 mündliche Info der VSS K3
. Schlussbericht	März 1988
Bearbeitungszeit:	
. vorgesehen	2 Jahre
. tatsächlich	7½ Jahre
Bemerkungen:	Wegen schlechter Witterung im Herbst und einer auf der Bezugsbaustelle vorgenommenen Materialumstellung konnten die FA-Arbeiten erst im November 1981 aufgenommen werden. Mit dem Ausscheiden des Sachbearbeiters der Betonstrassen AG aus der Firma Mitte 1986 konnte der Schlussbericht nicht fertiggestellt werden. Dank dem Entgegenkommen des neuen Arbeitgebers (Eternit AG, Niederurnen) konnte der Sachbearbeiter für die Beendigung des FA Ende 1987 freigestellt werden. Die Verzögerung der Arbeit gegenüber der vorgesehenen Bearbeitungszeit hat sich positiv ausgewirkt, indem Langzeituntersuchungen angestellt werden konnten, welche wesentlich zum Schlussergebnis beigetragen haben.

2. Inhalt der Forschungsarbeit

2.1. Aufgabenstellung und Zielsetzung

Im Hinblick auf die Revision der Bodenstabilisierung mit Zement sollten Grundlagen erarbeitet werden, die es ermöglichten, einen besseren Einblick in das Stabilitäts- und Festigkeitsverhalten der Materialstrukturen zu erhalten, da im Labor und im Feld aus untersuchungstechnischen Gründen mit anderen Bodenfraktionen gearbeitet wird (Modellversuche).

Ziel des Forschungsauftrages war es, die Eigenschaften von mit Zement stabilisierten Böden aus Laboruntersuchungen mit begrenztem Maximalkorn mit den Eigenschaften des entsprechenden Materials im Bauwerk mit höherem Maximalkorn bezüglich der

- Materialstruktur
- Frostempfindlichkeit
- Festigkeit

zu vergleichen. Aus den Erkenntnissen dieser Vergleiche soll es möglich sein, genauere Voraussagen aus den Laborspezifikationen für die Einbaustrategie abzuleiten um die massgebenden Parameter wie Verdichtung, Wassergehalt und Bindemitteldosierung so zu steuern, dass die gestellten Erwartungen an den Gebrauchswert und die Gebrauchsdauer des Bauwerkes erfüllt werden.

2.2. Untersuchungsmethodik

Das Materialverhalten von im Labor und auf der Baustelle hergestellten Probekörpern aus mit Zement stabilisiertem Mischgut und von Bohrkernen aus der erhärteten Stabilisierungsschicht wurde mit Hilfe von bodenmechanischen Untersuchungsmethoden (Verdichtungsprüfungen nach Proctor, Frosthebungs- und Durchlässigkeitsprüfungen sowie Festigkeitsprüfungen) und mit petrographisch morphologischen Untersuchungen (mikroskopische Gefügeuntersuchungen, Wasseraufnahmekapazität, Frostempfindlichkeitsklassifikation) beschrieben und beurteilt.

Die bodenmechansichen Untersuchungen wurden im Zentrallabor der Betonstrassen AG in Wildegg, die petrographisch-morphologischen Untersuchungen im Baustoffprüfinstitut LPM AG in Beinwil am See durchgeführt.

3. Ergebnis

3.1. Folgerungen für den wissenschaftlichen Erkenntnisstand

Wesentlichste Folgerungen sind:

- Die petrographisch-morphologische Untersuchung konnte einen Materialgefügetyp klar als idealen Strukturtyp evaluieren. Dieser Strukturtyp korreliert mit dem nach bodenmechanischen Untersuchungsmethoden im Labor als optimal erarbeitetem Materialkonzept für die Baustelle und mit dem danach ausgeführten Bauwerke.

- Die Hypothese der Mikrorissbildung bei Anwendung der 70 - 80 % Sättigungsregel als ideale Steuergrösse für die Verdichtung wird petrograpisch-morphologisch bestätigt.

- Es wurde eine überraschend hohe Festigkeitsentwicklung mit zunehmendem Alter (im Gegensatz zu Beton) festgestellt. Dies wird auf ein noch nicht weiter bekanntes Phänomen der Zementhydratation zurückgeführt.

3.2. Folgerungen für den praktischen Erkenntnisstand

- Es kann aufgrund der Untersuchung ein praktisches Konzept für die Eignungs- und Kontrollprüfung angegeben werden. Der Grundsatz lautet: Bei minimalstem Zementgehalt und idealem Wassergehalt muss die Struktur so gesteuert werden, dass ein bestimmter Gefügetyp entsteht.

- Es konnte gezeigt werden, dass die heutigen Festigkeitsanforderungen immer noch zu hoch sind. Insbesonders ist eine während der Gebrauchsdauer des Bauwerkes nicht zu überschreitende Grenzfestigkeit ermittelt worden, bei deren Einhaltung das Problem der Rissbildung wesentlich minimiert wird, allenfalls sogar nicht mehr auftritt.

3.3. Vorschläge für die Umsetzbarkeit der Ergebnisse in die Praxis

Die im Forschungsbericht angegebenen praktischen Ergebnisse sind direkt umsetzbar und sollten so schnell wie möglich angewendet werden, um die Möglichkeiten der ökologisch-ökonomischen Bauweise der Bodenstabilisierung mit Zement voll auszunützen.

3.4. Offengebliebene Probleme

- Erhärtung der durch die Untersuchung gefundenen Ergebnisse, durch konsequente Anwendung der aufgezeigten bodenmechanischen und petrographisch-morphologischen Untersuchungsmethoden.

- Ueberprüfung der vorgeschlagenen Festigkeitsgrenzwerte für Anfangs- und Grenzwertfestigkeiten durch Datensammlung und statistische Auswertung.

- Untersuchung der überraschend hohen Festigkeitsentwicklung des mit Zement stabilisierten Bodens durch Analyse des Zementhydratationsverlaufes.

3.5. Auswirkungen auf andere Forschungsergebnisse

Diese Forschungsarbeit vermittelt Denkanstösse für die gesamte Betontechnologie und verwandte Gebiete, indem diese Gebiete mit Vorteil auch aus der bodenmechanisch-morphologischen Optik angegangen werden sollte.

3.6. Vorschläge für ergänzende oder neue Forschungsthemen und Prioritäten

Vorschläge sind aus Ziffer 3.4. zu entnehmen.

3.7. Kritische Stellungnahme zu den erzielten Ergebnissen

Es wurde die Hypothese der Grenzwertfestigkeit zur Verhinderung der Makrorissbildung aufgestellt. Diese Hypothese ist durch sehr sorgfältige Ueberprüfung an Bauwerken mit und ohne grenzwertüberschreitenden Festigkeiten zu verifizieren.

3.8. Wurde die Aufgabenstellung erfüllt und die Zielsetzung erreicht?

Die Aufgabenstellung und die Zielsetzung wurde erreicht, dies jedoch nur durch die länger als vorgesehene Bearbeitungszeit. Zur Erreichung dieser Ergebnisse einer sehr komplexen Materie war ein Reifeprozess in der Ausarbeitung des Berichtes von wesentlichem Vorteil.

28. März 1988 LBF/ac

Bodenstabilisierung mit Zement

Vergleichsuntersuchungen Labor - Feld

Stabilisations des sols au ciment
Essais comparatifs laboratoir – chantier

Betonstrassen AG, 5103 Wildegg
Linus B. Fetz

Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See
Bert Romer

Forschungsauftrag 25/80 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)

März 1988

ZUSAMMENFASSUNG

Das Stabilitäts- und Festigkeitsverhalten von grobkörnigem Boden wird im Labor normalerweise an einer anderen Materialstruktur geprüft als sie tatsächlich im Bauwerk vorhanden ist. Es sind somit Modellversuche. Ziel des vorliegenden Forschungsauftrages war es daher, die Eigenschaften eines mit Zement im Labor stabilisierten Bodens mit jenen im Bauwerk bezüglich der Materialstruktur, der Frostempfindlichkeit und der Festigkeit zu vergleichen. Aus den gewonnenen Erkenntnissen soll es möglich sein, genauere Voraussagen aus den Laborspezifikationen für die Einbaustrategie abzuleiten, um die massgebenden Parameter wie Verdichtung, Wassergehalt und Bindemitteldosierung so zu steuern, dass die gestellten Erwartungen an den Gebrauchswert und die Gebrauchsdauer des Bauwerkes erfüllt werden.

Das Materialverhalten von im Labor und auf der Baustelle hergestellten Prüfkörpern und Bohrkernen wurde mit Hilfe von bodenmechanischen und petrographisch-morphologischen Untersuchungsmethoden unter Einbezug von mikroskopischen Gefügeuntersuchungen untersucht und beurteilt. Die Untersuchung umfasste 240 Prüfkörper und 60 Bohrkerne.

Beim für die Stabilisierung verwendeten Boden handelte es sich um einen siltigen Kies der Klasse GM aus dem Moränen- und Schottermaterial der Kiesgrube Deisswil (BE). Die Aufbereitung im Felde erfolgte im Zentralmischverfahren und der Einbau mit einem Fertiger auf den Abschnitt Lätti-Bundkofen der Autobahn Bern-Biel.

Aufgrund der bodenmechanischen Untersuchung konnte die Risseproblematik bei Stabilisierungen in die beiden Teilprobleme Schrumpf- und Kontraktionsrisse aufgeteilt werden. Zur Verhin-

derung der Schrumpfrisse, die in der Frühphase des Abbindens entstehen, ist es notwendig, einen idealen Wassergehalt einzuhalten, der vom Sättigungsgrad abhängig ist. Zur Vermeidung der Kontraktionsrisse ist die Anfangsfestigkeit gegenüber den heutigen Vorstellungen wesentlich zu reduzieren, damit eine maximale Grenzfestigkeit während der Gebrauchsdauer nicht überschritten wird. Aus der Untersuchung hat sich die erstaunliche Tatsache ergeben, dass Stabilisierungen sich in ihrer Festigkeitsentwicklung wesentlich von Beton unterscheiden: Im Zeitraum zwischen 90 Tagen und 4 Jahren konnte eine ausserordentliche Festigkeitszunahme festgestellt werden.

Das bodenmechanische Verhalten wurde durch die petrographisch-morphologische Untersuchung bestätigt. Es konnte eine Typologie der mikroskopischen Gefügestrukturen dem bodenmechanischen Verhalten eindeutig zugeordnet werden (Typen A,B,C). Der ideale Gefügtyp B zeichnet sich durch ein geeignetes Gefüge mit idealer Porenverteilung aus. Dieser Typ entspricht den beim idealen Wassergehalt hergestellten und eingebauten Proben. Interessanterweise zeigt es sich, dass die Gefügestruktur der Bohrkerne aus dem Bauwerk wesentlich besser übereinstimmt mit jener der Prüfkörper im kleinen Verdichtungstopf als mit jener im AASTHO-Topf. Aufgrund der morphologischen Beurteilung konnte festgestellt werden, dass im Frühstadium (bis etwa 90 Tage) trotz hohen Wasserzementwerten durchwegs ein schlechter Hydrationsgrad des Portlandzementes vorhanden ist. Es wird daher vermutet, dass die eigentliche Hydatisierung erst zu einem späteren Zeitpunkt eintritt und damit die hohe Festigkeitszunahme beginnt.

Aufgrund der vorliegenden Untersuchung wird ein neues Stabilisierungskonzept entwickelt, welches auf dem Grundsatz aufgebaut ist, mit minimalem Zementgehalt und idealem Wassergehalt die Stabilisierungsstruktur so zu steuern, dass ein Gefügetyp B entsteht. Durch dieses Konzept kann das Langzeitverhalten des Bauwerkes wesentlich verbessert werden und die Bodenstabilisierung mit Zement wird neben einer ökologischen eine noch ökonomischere Bauweise.

RESUME

En laboratoire la stabilité et la résistance des sols à grains grossiers sont en général testées sur des matériaux de structures différentes de celles à disposition sur le chantier. Il s'agit donc d'essais types. Le projet de recherche présent avait donc pour but de comparer les propriétés, à savoir la composition, la gélivité et la résistance d'un sol stabilisé au ciment en laboratoire, avec celles d'un sol rencontré sur un chantier. Les résultats des examens précités devraient permettre la détermination d'une stratégie d'exécution, en adaptant les paramètres principaux, à savoir: compaction, teneur en eau et dosage en liant, afin que la bienfacture et la durée de vie utile de l'ouvrage puissent répondre aux prévisions.

Le comportement des éprouvettes préparées en laboratoire et sur le chantier, ainsi que celle des carottes a été déterminé et qualifié à l'aide de méthodes de la mécanique des sols, pétrographiques et morphologiques, ainsi qu'à l'examen microscopique de la structure. Les essais ont été exécutés sur 240 éprouvettes et 60 carottes.

Quant au sol stabilisé, il s'agit d'un gravier limoneux de type GM, extrait des moraines et de matériel alluvial provenant de la gravière de Deisswil (BE). Malaxé en centrale, le mélange a été mis en place sur le tronçon Lätti-Bundkofen de l'autoroute cantonale T6 Berne-Bienne.

Par l'examen de la mécanique des sols il a été possible de subdiviser le problème principal de la fissuration en fissurations dues au retrait et celles dues à la contraction. Pour éviter les fissures de retrait, qui se forment au stade initial de la prise, il faut respecter une teneur en eau idéale, qui dépend du degré de saturation. Contrairement à l'opinion

comunément admise encore aujourd'hui il faut réduire de manière considérable la résistance à 7 jours pour éviter les fissures de contraction, afin qu'une certaine résistance limite ne soit pas dépassée pendant la durée de vie utile. Lors des essais, on a constaté un phénomène étonnant: les résistances des sols stabilisés évoluent dans le temps de manière tout à fait différente de celles du béton. En effet, entre 90 jours et 4 ans on mesure une augmentation extraordinaire de la résistance des sols stabilisés.

Le comportement mécanique des sols a été confirmé par l'examen pétrographique et morphologique. Il a été possible d'établir une correlation entre types de structure microscopique (A, B, C) et comportement de la mécanique de sols. La structure de type B, caractérisée par une distribution des pores idéale, se retrouve tout particulièrement dans les éprouvettes de mélanges compactés et mis en place avec des teneurs en eau idéale. Il est intéressant de noter que la structure des carottes prélevées dans l'ouvrage correspond le mieux aux structures des éprouvettes confectionnées dans le petit moule, plutôt qu'à celles provenant du moule AASHTO. En se référant à des considérations morphologiques, il a été possible de constater que, lors du stade initial (jusqu'à 90 jours environ), et ceci malgré des coefficients eau-ciment élevés, le degré d'hydratation du ciment portland est en général faible. Cela amena à supposer que l'hydratation proprement dite ne commence que plus tard, entraînant une augmentation remarquable de la résistance.

Sur la base des recherches précitées, un nouveau système de stabilisation des sols sera développé. Il se refère à la structure stabilisée de type B, qui nécessite un dosage en ciment minimal et une teneur en eau idéale. Une telle conception permettra d'améliorer substantiellement le comportement à long terme des ouvrages de stabilisation au ciment. Elle répondra en outre aux exigences écologiques, tout en permettant une exécution très avantageuse du point de vue économique.

ZUSAMMENGEFASSTE UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE DES UNTERSUCHUNGSBERICHTES A-2794

- der Gefügeanalysen und Untersuchungen I LPM
- der Prüfungen II LPM

Kennwerte 100 - 802
Detailbeschreibungen in den Kapiteln 8. und 9. im Schlussbericht für:
$\bar{x}$ = Mittelwert Oberschicht 0-30 mm
$\tilde{x}$ = Unterschicht -60, -90 mm

			Laborproben, SN < 10 mm																					
			1			2			3			4			5			6			7			8
			$\bar{x}$	A	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	B	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	C	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	D	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	E	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	F	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	G	$\tilde{x}$	$\bar{x}$	H
100																									
101																									
102	Hergestellt			8.12.81			8.12.81			8.12.81			10.12.81			10.12.81			10.12.81			14.12.81			14.12
103	Material																								
104	Zementgehalt	Gew.%	4,5			4,5			4,5			8,0			8,0			8,0			11,5			11,5	
105	Wassergehalt	Gew.%			6,5			8,5			11,0			6,5			8,5			11,0			6,5		
106	Nassraumgewicht	t/m3	2,23			2,31			2,26			2,21			2,30			2,26			2,21			2,31	
107	Druck 28	N/mm2	2,46			1,82			1,04			4,39			3,87			2,60			3,96			4,83	
108	Druck 90	N/mm2	3,53			2,46			1,71			5,46			4,48			3,64			5,30			5,90	
109	Trockenraumgewicht	t/m3	2,09			2,12			2,03			2,07			2,11			2,04			2,07			2,12	
200	Trockenraumgewicht Rd	kg/dm3	2,16		2,14	2,18		2,18	2,16		2,11	2,16		2,21	2,19		2,23	2,13		2,14	2,15		2,11	2,24	
201n*	Kapillarwasseraufnahme A5	Vol.%	12,9		13,2	12,2		12,5	15,4		15,3	10,7		14,3	11,0		11,0	14,0		14,1	14,2		14,3	10,2	
202n	Gesamtporosität Av	Vol.%	17,6		18,4	16,2		16,2	16,3		18,3	17,0		15,3	15,6		14,2	17,1		17,4	17,3		19,1	13,2	
203	S-Wert	0,...	73		72	75		77	95		84	63		93	71		78	82		81	82		75	77	
204	Hohlraumdifferenz LG	Vol.%	4,7		5,2	4,1		3,7	0,9		3,0	6,3		1,0	4,6		3,2	3,1		3,3	3,2		4,8	3,0	
300	Makroporenvolumen LA	Vol.%		1,77			1,59			1,38			2,26			0,94			1,34			2,19			1,
301	Expansionsporenvol. L-300	Vol.%		1,18			0,89			0,79			1,30			0,59			0,42			1,29			0,
302	Spez. Porenoberfl.	mm-1		107			67			54			90			93			34			115			57
303	Abstandsfaktor AF	mm		0,059			0,112			0,159			0,066			0,105			0,265			0,056			0,
400	A-Wasseraufn.koeff.	kg/m2h0,5	4,8		10,4	10,0		3,8	3,1		3,6	11,3		9,3	4,9		4,3	3,1		3,8	7,9		8,6	2,1	
	Streuung	V% +/-	27,2		21,1	21,1		30,2	13,0		0,9	7,2		25,4	10,3		18,5	13,2		12,5	8,0		5,6	26,6	
500	Qualitätstyp			B-C			A-B			B-D			B-C			B			D			B-C			B-(
501	Lockergefüge			mittel			wenig			wenig			mittel			wenig			wenig			mittel			wen
502	Makroporosität			wenig			wenig			wenig			deutlich			wenig			wenig			deutlich			wen
503	Feinrisse			wenig			wenig			mittel			wenig			wenig			wenig			wenig			mitt
504	Grobrisse			keine			keine			wenig			keine			keine			wenig			keine			wen
600	Dilatation n. 3 Z.	L ‰	0,82			1,2			5,37			0,32			0,40			2,49			0,41			0,34	
601	Kapillarität A5	Vol.%			12,9									12,9			13,3			17,7			13,6		
602	‰ Dilatation/Zykel	L ‰	0,27			0,34			1,79			0,11			0,13			0,83			0,14			0,11	
603	Dilatation n. 6 Z.	L ‰	3,75			2,48			zerstört			1,11			1,05			8,35			0,51			0,43	
604	Kapillarität A5	Vol.%			11,9			13,9			17,6			13,2			13,7			16,6			13,0		
605	‰ Dilatation/Zykel	L ‰	0,63			0,41			zerstört			0,19			0,18			1,39			0,09			0,07	
606	Dilatation n. 10 Z.	L‰	8,46			6,48						2,19			2,18			12,30			0,79			0,69	
607	Kapillarität A5	Vol.%			13,5			14,7						13,3			13,7			16,2			11,3		
608	‰ Dilatation/Zykel	L ‰	0,85			0,65			zerstört			0,22			0,22			1,23			0,08			0,07	
700	Zf (K+LA+10% FS)	Vol.%	(19,5)		30	(24,6)		35	(29,5)		40	(22,3)		32	(26,4)		36	(32,0)		42	(24,7)		35	(29,9)	
701	W1			8,1			7,1			7,9			7,8			5,8			8,5			9,3			7
702	Zn* (bez. auf Zf)	Vol.%	(67)		44	(50)		35	(52)		39	(56)		39	(42)		31	(44)		34	(58)		41	(36)	
703	V3-Kennwert			37			31		(6)	12	(20)	(59)	30	(7)		35			23			27			
704	MO1			25			15			17			19			19			16			21			
705	MOQ			6			4			8			4			2			2			6			
800	BFQ Klasse			2			1			2-3			1-2			1-2			1			1-2			
801	FE ‰ L/Zf pro Zykel n.6			2,10			1,20			> 2,20			0,58			0,48			3,30			0,24			0
802	FE Klasse			3			2			3			(1)-2			1			3			1			

| | | |