FORSCHUNGSAUFTRAG 25/86
DES EIDGENÖSSISCHEN VERKEHRS- UND
ENERGIEWIRTSCHAFTSDEPARTEMENTES
SCHLUSSBERICHT MÄRZ 1988

Verfasser: F.L. YANG, dipl. Bauing. ETH
Ingenieurbureau Heierli AG, Zürich

NEUE ERKENNTNISSE ZUR VERMEIDUNG DES DURCHSCHLAGENS VON RISSEN AUS DER ZEMENTSTABILISIERTEN SCHICHT IN BITUMINÖSE BELÄGE

11.04.1988

Ya-br-sg

Nr. 1459

HEIERLI
Ingenieurbureau Heierli AG
Culmannstr. 56, 8033 Zürich 6
Tel. 01 363 06 60, Fax 01 361 11 77

ZUSAMMENFASSUNG

Schwindrisse von Zementstabilisierungen werden bis jetzt bei zementstabilisierten Oberbauten als "natürlich und teilweise unvermeidlich" betrachtet. Die Risse schlagen oft noch nach Jahren durch die bituminösen Beläge durch. Obwohl die Risse die Tragfähigkeit des Oberbaues nicht entscheidend beeinflussen, sind sie aus Gründen des langfristigen Belagsunterhaltes und auch wegen eines möglichen Risikos von Schäden zufolge eindringenden Salzwassers zu minimieren. Eine vollständige Vermeidung ist nicht möglich; sporadische (wenige) Risse sind aber nicht ein erhebliches Problem.

Im April 1986 fand in Strasbourg eine Tagung statt. Dabei wurden Erfahrungen über den "Einfluss von Rissen in hydraulisch gebundenen Tragschichten" von Experten aus Frankreich, der Bundesrepublik Deutschland und der Schweiz ausgetauscht. Ihre Referate sind im Bericht zusammengefasst.

Zunächst ist der Gesamteindruck festzuhalten, dass alle Teilnehmer der Meinung waren, das Rissproblem bei zementstabilisierten Oberbauten sei lösbar, und man solle nicht wegen des Risikos von Rissen auf diese Bauweise verzichten, welche eine hohe Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der tragenden Schicht des Strassenoberbaues gewährleistet.

Die deutsche Methode des Ankerbens alle 4 m ist an sich zuverlässig, aber ihre Notwendigkeit ist primär durch die hohe Zementdosierung (und Festigkeit nach 28 Tagen: 7 - 12 N/mm2) der deutschen "HGT" (hydraulich gebundene Tragschicht) bedingt. Eine Übernahme dieser Praxis drängt sich in der Schweiz wegen der geringeren Zementdosierung unserer STABI und aus Kostengründen nicht auf. In Frankreich ist die Festigkeit der stabilisierten Schichten (ca. 5 N/mm2 nach 28 Tagen) immer noch höher als in der Schweiz (3 - 4 N/mm2 nach 28 Tagen), aber man erzeugt Mikrorisse mit dem raschen Befahren nach Erstellung; zudem steht man in Frankreich den Rissen gelassener gegenüber.

Für unsere schweizerische Praxis dürfte die Marschrichtung folgend sein:

1. Weitere Herabsetzung der Festigkeit durch weitere Reduktion der Zementdosierung (soweit es die Frostbeständigkeit erlaubt).
2. Weiterhin gute Verdichtung, und zwar auf der trockenen Seite des Proctor-Optimums, sodass der Sättigungsgrad nur mehr 75% erreicht.

3. Eventuelles Befahren kurz nach Einbau, was übrigens auch eine starke Erleichterung des Bauvorganges bringt. Dabei wäre sofort eine Oberflächenbehandlung zum Schutz der STABI-Schichten aufzubringen. Der definitive bituminöse Belag sollte erst nach längerer Zeit eingebaut werden.

4. Der bituminöse Belag sollte nicht zu hart sein (nicht unter B 80/100); er sollte als guter Kompromiss die Eigenschaften genügender Dehnfähigkeit (zur Rissüberbrückung) und genügender Stabilität (Vermeidung von Spurrillen) aufweisen.

5. Bei erfolgreichem Ausgang einer eben begonnenen VSS-Forschungsarbeit sollte in grösseren Erstanwendungen die Verwendung von schwindverringernden Zusatzmitteln erprobt werden. Ebenso sollte die Wirkung einer Gleitzwischenschicht auf der Stabi erprobt werden.

RESUME

"Récents efforts pour eviter la propagation des fissures de la couche stabilisée au ciment dans les enrobés hydrocarbonés".

Les fissures de retrait de couches stabilisées au ciment sont considérées jusqu'à présent comme "naturelles et partiellement inévitables". Ces fissures se propagent à travers les enrobés hydrocarbonés, dans un délai atteignant des années. Bien que ces fissures n'entravent pas la portance de la superstructure d'une manière décisive, elles sont à réduire au minimum possible à cause de la manutention des enrobés à long terme et à cause d'un certain risque de dégâts par l'eau salée penétrante dans les fissures. Il ne sera pas possible de complètement éviter les fissures; des fissures sporadiques, cependant, importent peu.

Une convention eût lieu en avril 86 à Strasbourg qui servait d'échanger les expériences sur "l'influence de fissures dans les couches stabilisées au ciment" dans un cercle d'experts de la France, de l'Allemagne et de la Suisse. Leurs exposés sont résumés dans ce rapport.

Il convient d'abord de constater que tous les participants étaitent convaincus que le problème de la propagation des fissures dans les enrobés hydrocarbonés pouvait être résolu, est que cette methode ne devrait pas être abandonnée, vu les avantages des couches stabilisées au ciment dans le domaine de la portance et de la durabilité.

La méthode allemande de faire des coches dans la "HGT" (couche portante stabilisée au moyen de liants hydrauliques) tous les 4 m est sûre, mais la HGT a une résistance à la compression de 7 - 12 N/mm2 (28 jours) à la base du haut dosage en ciment. En Suisse, le dosage est inférieur (résistance: 3 - 4 N/mm2). En France, la résistance est de 5 N/mm2, ce qui est toujours plus qu'en Suisse, mais les micro-fissures produits par le traffic roulant presque immédiatement sur les couches stabilisées contribuent à reduire les fissures; en outre, l'attitude française envers les fissures est assez calme.

Pour les applications suisses, la direction à prendre sera probablement:

1. Une réduction du dosage (et de la résistance), toujours en préservant la résistance au gel.

2. Bon compactage comme toujours, mais en observant une teneur en eau du côté sec du Proctor optimum de tel manière que le degré de saturation n'excède pas les 75%.

3. Admettre le traffic sur les couches stabilisées toutes jeunes (ce qui présente l'autre avantage de faciliter la construction). Pour ce faire, il est nécessaire d'appliquer un enduit superficial tout de suite (qui sert aussi à protéger la couche stabilisée). Les couches hydrocarbonés definitives ne devrait être mises que plus tard.

4. Les enrobés hydrocarbonés ne devrait être ni trop durs (pas moins de B 80/100) pour surmonter les fissures, ni trop souples (pour eviter les ornières).

5. Sous condition d'un résultat positif d'un travail de recherche relatif VSS juste commencé, l'application à moyenne échelle d'additifs reduisants le retrait de la stabilisation et des couches glissantes sous les enrobés hydrocarbonés devrait être faite, pour gagner des expériences pratiques.

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

		Seite
1.	**EINLEITUNG**	4
1.1	Auftrag	4
1.2	Ziel	5
1.3	Begriffserklärung	5
2.	**TAGUNG IN STRASBOURG**	9
2.1	Organisation	9
2.2	Kurzfassung der Referate	10
2.3	Diskussion	16
3.	**ERFAHRUNGEN IN DER SCHWEIZ**	17
3.1	Kanton Zürich	17
3.2	Kanton Thurgau	21
3.3	Kanton Bern	23
3.4	Kanton Zug	24
3.4.1	Teilstrecke N4.2	24
3.4.2	Teilstrecke N4.1	25
3.5	Kanton Aargau	27
3.6	Zusammenfassung	28
4.	**MASSNAHMENKATALOG**	29
4.1	Grundsätzliches zum Mechanismus der Rissbildung	29
4.2	Gruppe 1 der Massnahmen	30
4.2.1	Bauablauf	30
4.2.2	Nahtstellen und Querschnittsänderungen	30
4.2.3	Homogenität des Untergrundes	30
4.2.4	Kornverteilung	31
4.2.5	Wassergehalt	31
4.2.6	Festigkeit der Zementstabilisierung	32
4.2.7	Sorte der bituminösen Bindemittel	32
4.2.8	Hohlraumgehalt	32

4.3	Gruppe 2 der Massnahmen	33
4.3.1	Entspannen mit Fallgewicht	34
4.3.2	Entspannen durch Befahren	34
4.3.3	Geringere Verdichtung	34
4.3.4	Ankerben	35
4.4	Gruppe 3 der Massnahmen	36
4.4.1	Beimengung von Zusatzmitteln	37
4.4.2	Gleitschicht	37
5.	**EMPFEHLUNGEN**	39
5.1	STABI-Schicht	39
5.1.1	Zementgehalt	40
5.1.2	Verdichtung	41
5.1.3	Wassergehalt	41
5.1.4	Feinanteile	41
5.1.5	Einbautemperatur	42
5.1.6	Nachbehandlung	42
5.1.7	Ruhezeit	42
5.1.8	Befahren	43
5.1.9	Ankerben	43
5.2	Bituminöse Beläge	44
5.3	Neue Vorschläge	46
5.3.1	Zusatzmittel im Zement	46
5.3.2	Gleitschicht	46
	LITERATUR	47

1. EINLEITUNG

1.1 Auftrag

Das Ingenieurbureau Heierli wurde mit Schreiben vom 22. Juli 1986 des Eidgenössischen Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartementes mit der Durchführung des Forschungsauftrages Nr. 25/86 beauftragt.

Das Forschungsthema lautet: Neue Erkenntnisse zur Vermeidung des Durchschlagens von Rissen aus der zementstabilisierten Schicht in bituminöse Beläge.

Seit mehr als 15 Jahren wird der Oberbau von nationalen- und kantonalen Hochleistungsstrassen in mehreren Kantonen zum grossen Teil mit Zement vollstabilisiert und mit nur 12 cm bis 14 cm dicken, bituminösen Belägen versehen. Für die vollgebundenen Fundations- und Tragschichten werden meistens örtlich beschaffte Kiessandmaterialien der Klasse 2 verwendet. Die Zementdosierung beträgt 65 bis 70 kg/m3. Die Verarbeitung des Materials erfolgt in der Regel in einer zentralen Mischanlage.

Die Vollstabi-Bauweise zeichnet sich durch eine hohe Tragfähigkeit, günstige Herstellungskosten, hohe Dauerhaftigkeit und eine ausgezeichnete Ebenheit aus. Ein Nachteil dieser Bauweise besteht bis heute darin, dass oft die Schwindrisse in der Stabilisierung durch den Belag durchschlagen [2].

Schwindrisse und Arbeitsfugen sind nach unserer langjährigen Praxis bei zementstabilisierten Oberbauten mindestens teilweise unvermeidlich. Dabei hängt die Häufigkeit und die Oeffnungsbreite von Schwindrissen von vielen Faktoren ab. Die Risse beeinträchtigen die Tragfähigkeit des Oberbaues nur in unbedeutendem Masse, was aus Messungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der ETHZ hervorgeht [3]. Auch ein einmal aufgetretener Riss führt nach bisherigen Untersuchungen auch unter schwerem Verkehr nicht zu progressiven Brüchen, also nicht zu einer merklichen Verschlechterung der Oberbautragfähigkeit. Dies hat die VSS-Forschungsarbeit Nr. 26/80 gezeigt [4].

Aus Gründen des Belagsunterhalts besteht trotz allem ein dringendes Bedürfnis, Risse in den bituminösen Belägen zu vermeiden beziehungsweise zu reduzieren. Zu diesem Zweck wurde am 15. April 1986 auf Initiative der VSS-Forschungsdelegation eine Dreiländer Arbeitstagung in Strasbourg einberufen, an der Experten aus der Bundesrepublik Deutschland, Frankreich und der Schweiz teilnahmen. Bei der Tagung wurden ausschliesslich die Erfahrungen über die Vermeidung des Durchschlagens von Rissen aus hydraulisch gebundenen Schichten in bituminöse Beläge ausgetauscht. Dieser Erfahrungsaustausch war so nützlich und praxisnah, dass der vorliegende Forschungsauftrag 25/86 kurz danach erteilt wurde.

1.2 Ziel

Aufgabe dieser Forschungsarbeit ist:

- Alle Informationen zum Thema Einfluss von Rissen in hydraulisch gebundenen Tragschichten, die an der Tagung vom April 1986 von Experten aus Frankreich, Deutschland und der Schweiz abgegeben wurden, auszuwerten.

- Zusätzliche Informationen aus der Fachliteratur zu sammeln und auszuwerten.

- Empfehlungen für die schweizerische Praxis zur Vermeidung von Rissen in bituminösen Belägen auszuarbeiten.

1.3 Begriffserklärung

Im vorliegenden Bericht wird ausschliesslich die Bodenstabilisation mit Zement nach dem Zentralmischverfahren für Strassenoberbauten behandelt. Die Stabilisation mit Kalk wird in der Regel nur für Verbesserungen des Unterbaues im Ortsmischverfahren angewendet und ist nicht Gegenstand dieses Berichtes.

Unter dem Begriff Bodenstabilisation mit Zement haben sich im Laufe der Entwicklung verschiedene Definitionen im In- und Ausland eingebürgert. Die Unterschiede liegen nicht nur in der Sprache selber, sondern hauptsächlich in der Kornzusammensetzung der verwendeten Bodenmaterialien. Dies wird im folgenden kurz erklärt.

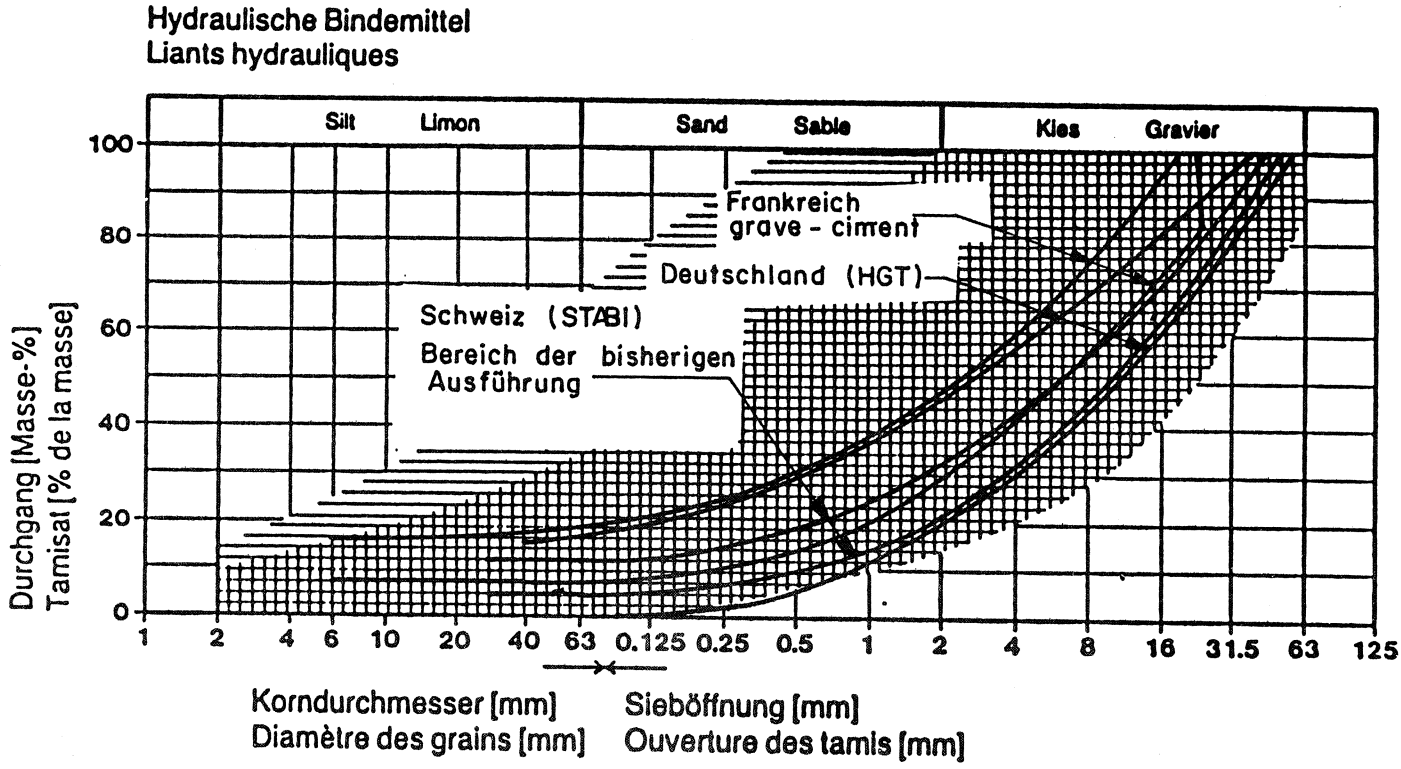
Als Zementstabilisierung (oder abgekürzt STABI) wird in der Schweiz ein erhärtetes Boden-Zement-Gemisch benannt, das bei optimalem Wassergehalt für Fundations- und Tragschichten in einer Dicke von 15 bis 30 cm eingebaut wird. Als Boden werden in der Regel zweit- und drittklassige Kiessande mit einem Feinanteil (0.06 mm) kleiner als 15% verwendet. Das Grösstkorn beträgt in der Regel 50 mm. Die Eignungsbereiche der Kornverteilung sind aus der SN 640 500a entnommen und in Figur 1 wiedergegeben. Die Dosierung beträgt 60 bis 70 kg normaler Zement pro m3 verdichtetes Gemisch (rund 3 Gewichts- %). Die Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen soll 2 N/mm2 nicht unterschreiten. Damit ist erfahrungsgemäss die Witterungsbeständigkeit gewährleistet.

In der Bundesrepublik Deutschland bezeichnet man solche Schichten als "hydraulisch gebundene Tragschichten (HGT). Die Bandbreite der Korn-Verteilungskurven ist im Vergleich zur schweizerischen viel enger. Sie ist ebenfalls in Figur 1 angegeben. Die Anforderung an die Festigkeit ist bei der HGT höher als bei der STABI. Die entsprechende deutsche Richtlinie schreibt nämlich vor, dass bei einer HGT unter Asphaltschichten die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen 7 N/mm2 nicht unterschreiten und 12 N/mm2 nicht überschreiten darf. Zementdosierung: in der Regel grösser als 3 Gewichtsprozent.

In Frankreich werden Sande (sables) oder Kiese (graves) mit Zement stabilisiert und für Fundations- und Tragschichten eingebaut. Bei den "graves-traitées" (grave-ciment) wird das Grösstkorn auf 20 mm beschränkt. Die Bandbreite des Eignungsbereiches des Kiesmaterials ist fast so eng wie diejenigen der HGT und ist in Figur 1 ersichtlich. Der Feinanteil (< 0.06 mm) liegt unter 10%. Die Zementdosierung beträgt 3 bis 5% und die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen darf 5 N/mm2 nicht unterschreiten.
Schweizer Norm SN 640 500 a

Abb. 1
Übliche Korngrössenverteilungsbereiche für Stabilisierungen.

Fig. 1
Fuseaux granulométriques des sols stabilisables courants.



Ortsmischverfahren
Stabilisation en place

Orts- oder Zentralmischverfahren
Stabilisation en place ou en centrale

Hydraulische Bindemittel
Saubere, siltige, siltig bis tonige und tonige Kiese oder Sande, Silte sowie tonige Silte der Klassen GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC, GM-ML, GM-GC, GC-CL, SM-ML, SM-SC, SC-CL, ML, CL bis zu einem Plastizitätsindex von etwa 20%. Böden bis zu einem Plastizitätsindex von etwa 8% sowie solche mit einem Anteil kleiner 0,06 mm bis etwa 35% können im Zentralmischverfahren aufbereitet werden.

Liants hydrauliques
Les graviers et sables propres, limoneux, limoneux à argileux et argileux; les limons ainsi que les limons argileux des classes GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC, GM-ML, GM-GC, GC-CL, SM-ML, SM-SC, SC-CL, ML, CL jusqu'à un indice de plasticité d'environ 20%. Les sols présentant un indice de plasticité jusqu'à environ 8% ainsi que ceux ayant jusqu'à environ 35% d'éléments plus petits que 0,06 mm peuvent être préparés en centrale.

In den USA werden stabilisierte Böden als soil-cement bezeichnet. Im allgemeinen sind die verwendeten Bodenmaterialien viel bindiger als bei uns. Die Zementdosierung hängt von der Kornverteilungskurven ab und kann 3 bis 9% oder mehr betragen. Auf alle Fälle wird die Dosierung nach den Witterungsbeständigkeitskriterien bestimmt. Eine Übersicht über die zementstabilisierten Böden verschiedener Länder vermittelt die nachstehende Tabelle.

	Schweiz	BRD	Frankreich	USA
Benennung	Zementstabilisierung	hydraulisch gebundene Tragschicht	grave-traitée sable-traité	soil-cement
Abkürzung	STABI	HGT		
Grösstkorn	50 mm	45 mm	20 mm	
max. Feinanteil < 0.06 mm	15%	15%	10%	35%
Zementgehalt	~3%	> 3%	3 - 5%	5 - 10%
Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen N/mm2	3 - 4	> 7, < 12	> 5	3 - 4

2. TAGUNG IN STRASBOURG

2.1 Organisation

Im Rahmen der Dreiländerorganisation ATR/FGSV/VSS arbeitet eine Gruppe "Forschungsinformation" mit der Aufgabe, durch regelmässige Mitteilungen über den Stand von Forschungsabsichten und -arbeiten in Frankreich, in der Bundesrepublik Deutschland und in der Schweiz zu orientieren und sie nach Möglichkeit zu koordinieren.

In seiner Eigenschaft als Delegierter der VSS und Präsident der Gruppe Forschungs-Information für Forschungsfragen hat dipl. Ing. A. Schuppisser im April 1986 in Strasbourg eine Tagung organisiert und präsidiert, bei der die Erfahrung zur Vermeidung von Rissen ausgetauscht wurden. Die Namen der Teilnehmer sind nachstehend ersichtlich.

Tagung:	Montag, 15. April 1986, 0900 bis 1600 Uhr Hotel Sofitel, Strasbourg
Thema:	Einfluss von Rissen in hydraulisch gebundenen Tragschichten (HGT)
Teilnehmer:	
Gruppe Forschungs-information:	A. Schuppisser, dipl. Ing. ETH (Vorsitz)
Frankreich:	Ing. G. Colombier (Zentrallaboratorium) Ing. J.-C. Vautrin (Zentrallaboratorium) Ing. Martineau (Bauunternehmer)
Deutschland:	Prof. Dr. J. Eisenmann (TU München) Dr. Ing. M. Schmidt (Forschungsinst. d. Zementindustrie) Prof. Dr. R. Springenschmid (TU München)
Schweiz:	Dr. Ing. W. Heierli (Ingenieurbüro, Zürich) F. L. Yang, dipl. Ing. ETH (Ingenieurbüro, Zürich) P. Linsi, dipl. Ing. ETH (Kanton Zürich)

2.2 Kurzfassung der Referate

Im folgenden werden die einzelnen Referate ohne Kommentare des Verfassers kurz zusammengefasst.

Bericht von Colombier (Frankreich)

- Dosierung und Festigkeit

  In Frankreich kommt bei fast allen Strassen ein mit Zement stabilisierter Kies (grave-ciment) zur Anwendung. Der grave-ciment mit 3 bis 3.5 Gewichts-% hydraulischem Bindemittel (granulierte Hochofenschlacke beziehungsweise pelletierte Hochofenschlacke) weist nach 1 Jahr eine zentrische Zugfestigkeit von etwa 0.6 N/mm2, einen E-Modul auf Zug von höchstens 30 000 N/mm2 und eine Druckfestgkeit (Zylinder 16/32 cm) von 6 bis 10 N/mm2 auf (umgerechnet auf den Proctorzylinder etwa 15 N/mm2). Der französische grave-ciment hat damit ähnliche Eigenschaften wie die HGT der Bundesrepublik Deutschland.

- Einbau und Dicken

  Der grave-ciment mit einer vorgegebenen Sieblinie der Zuschlagstoffe wird bei den stark belasteten Strassen in 2 Lagen (Gesamtdicke 25 bis 28 cm) eingebaut. Darauf wird ein 8 bis 12 cm dicker bituminöser Belag aufgebracht.

- Durchgeschlagene Risse

  Merkmal dieser Strassen ist ein Durchschlagen der Risse, das in Kauf genommen wird. Nach 5 beziehungsweise 10 Jahren stellen sich folgende Risshäufigkeiten ein:

bituminöse Belagsdicke	Anzahl der Risse auf 100 m nach 5 Jahren	nach 10 Jahren
3 cm	20	40
6 cm	12	20
14 cm	2	7

Zur Reduzierung der Risse wurde in den letzten Jahren eine umfangreiche Forschung durchgeführt, die nachfolgend kurz beschrieben ist:

- Reissrahmenversuche mit einer Ausgangstemperatur von 35 °C

  Die Versuche haben folgendes ergeben:

  . Der Riss in Proben aus grave-ciment stellt sich je nach hydraulischen Bindemitteln bei einer Abkühlung um 5 bis 10 Kelvin ein.

  . Das Rissverhalten ist um so günstiger, je kleiner die Korngrösse der Zuschlagstoffe ist.

  . Kalkhaltige Zuschlagstoffe verhalten sich bezüglich des Rissverhaltens günstiger als nicht kalkhaltige Hartgesteine.

  . Eine Reduktion des Wassergehaltes (kleiner als der optimale Wassergehalt nach Proctor) wirkt sich nicht günstig auf das Rissverhalten aus.

Danach wurden die Versuche nicht mehr fortgesetzt, da keine weiteren praktischen Erkenntnisse daraus zu erwarten waren.

- Theoretische Untersuchung anhand eines Finite-Elemente-Modells

Das Resultat dieser Berechnung hat zu der Empfehlung geführt, die grave-ciment zukünftig mit gleichmässig verteilten, sehr feinen Rissen herzustellen. Der Rissabstand bei einer Überdeckung mit Asphalt soll danach 3 m betragen.

- Praktische Umsetzung der Forschung in der Praxis

Zunächst wurden Versuche mit unten in die grave-ciment eingelegten Kunststoff- und Holzleisten gemacht, die zu den gewünschten feinen Rissen führten. Wegen der Schwierigkeit bei der Baudurchführung wurden in einem 2. Versuch oben in die grave-ciment in 3 m Abstand Kerben eingerüttelt. Dabei wurde versuchsweise auch eine Vibrationswalze auf der abgebundenen Stabi erprobt, die zu einer "Entspannung" geführt hat. In einem Laborversuch wurde auch eine bituminös getränkte Geotextileinlage erprobt, die auf die grave-ciment gelegt wurde.

- Grossversuch auf der Nationalstrasse RN 20 bei Paris

Die Strasse wurde 1972 gebaut (grave-ciment + 8 cm bituminöser Belag); nach 10 Jahren betrug der mittlere Rissabstand etwa 6 m; bei der 1982 erfolgten Sanierung kamen folgende 6 verschiedene Verfahren zur Anwendung:

(1) 1,5 cm Mastix + 4,5 cm bituminöser Belag unter Verwendung von kunststoffmodifiziertem Bitumen; nach 4 Jahren haben etwa 2% der Risse durchgeschlagen.

(2) wie (1) jedoch mit normalem Bitumen; nach 4 Jahren haben etwa 5% der Risse durchgeschlagen.

(3) wie (6) mit einem bituminös getränkten Geotextil zwischen Belag und grave-ciment; nach 4 Jahren haben etwa 11 % der Risse durchgeschlagen.

(4) Überdeckung der Risse mit einem 2 mm dicken und 10 cm breiten Anstrich aus kunststoffmodifiziertem Bitumen und einem 6 cm dicken bituminösen Belag; nach 4 Jahren haben etwa 8 % der Risse durchgeschlagen.

(5) Überzug der alten Decke mit einem Kautschukpulver und Aufbringen eines 6 cm dicken Belages; nach 4 Jahren haben etwa 15% der Risse durchgeschlagen.

(6) 6 cm dicker bituminöser Belag (bisher übliche Methode); nach 4 Jahren haben etwa 30% der Risse durchgeschlagen.

Bericht von Vautrin (Frankreich)

Erläutert wurde der Strassenaufbau in Frankreich bei den stark belasteten Strassen mit 300 bis 750 LKW pro Tag und Richtung:

- Bodenstabilisierung 20 cm
- grave-ciment
- bituminöser Belag 8 cm

Bei der in den letzten Jahren durchgeführten Verstärkung von alten Strassen kam auf 2500 km eine 20 bis 28 cm dicke grave-ciment mit einem 10 cm dicken bituminösen Belag und auf 2800 km eine 12 bis 20 cm dicke bituminöse Überdeckung zur Anwendung. Die Bauweise mit der grave-ciment weist dabei eine grössere Tragfähigkeit auf. Sie wurde bei einem schlechten Untergrund und in Gebieten mit Frost eingebaut.

Bericht von Eisenmann (Bundesrepublik Deutschland)

Dargelegt wurde der Einsatz von HGT bei Betondecken in der Bundesrepublik Deutschland. Bei sehr dicken HGT, die bei dem vollgebundenen Betonoberbau zur Anwendung gelangen, treten klaffende Risse auf, die unter ungünstigen Randbedingungen zu einem Reflexionsriss in der Betondecke führen können. Es wurde daher versucht, die HGT zu entspannen. Es wurden hierzu Versuche auf zwei im Bau befindlichen Autobahnen durchgeführt (Baustellenverkehr, Belastung am 5. Tag, Fallhammer, Vibrationswalze). Bei HGT mit einer Dicke von 20 cm führt ein Baustellenverkehr oder frühe Belastung nicht zu der gewünschten Entspannung. Der Fallhammer wird von der Praxis abgelehnt. Als einfachstes und wirksamstes Verfahren kommt seit 1982 ein Ankerben der HGT unter den Quer- und Längsfugen der Betondecke zur Anwendung, womit sich wilde Risse auch bei 40 cm dicken Magerbetonausgleichsschichten vermeiden lassen. Das Ankerben wurde 1985 mit einem Rundschreiben des BMV (Bundesminister für Verkehr) eingeführt und ist Bestandteil der neuen ZTVT 86 (zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Strassenbau 1986).

Dargelegt wurden weiter die Bedeutung des Verbundes für das Tragverhalten und das Zwischenergebnis einer Forschungsarbeit über das Auftreten von wilden Rissen.
Bei relativ dünnen Asphaltdecken (12 bis 14 cm) lässt sich mit einem Ankerben der HGT in etwa 4 m Abständen oder einem Entspannen mit einem Fallschwert oder einer Vibrationswalze ebenfalls das Auftreten von Reflexionsrissen vermeiden.

Bericht von Springenschmid (Bundesrepublik Deutschland)

Dargelegt wurden die am Baustoffinstitut der TU München durchgeführten Reissrahmenversuche, die zeigen, dass die Zementart einen grossen Einfluss auf die Rissbildung hat; günstig wirken sich weiter Quellmittel und ein feinkörniger Aufbau der Zuschlagstoffe aus; ein reduzierter Wassergehalt ist ohne Einfluss; die Ergebnisse decken sich mit den in Frankreich durchgeführten Versuchen. Ferner kann aus den Reissrahmenversuchen folgendes gefolgert werden:

Je stärker sich eine HGT abkühlen lässt , dh. je niedriger die Risstemperatur ist, desto unwahrscheinlicher ist die Rissbildung, weil sich die Spannungen durch Relaxation abbauen.

Bericht von Schmidt (Bundesrepublik Deutschland)

Die gemeinsame Tragwirkung von unarmierter Betondecke und HGT wurde erläutert. Sie lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Die HGT dient der Betondecke als gleichmässige, steife und tragfähige Unterlage.

- Durch den guten Verbund zwischen der HGT und der Betondecke öffnen sich die Scheinfugen der Betondecke eher gleichmässiger.

- Für längere Zeit ist ein Verbund zwischen HGT und Betondecke zu erwarten. Auch nach Lockerung des Verbundes - vorwiegend im Bereich der Scheinfugen - bleibt immer noch eine hohe Reibungskraft wirksam. Die Reibung mindert die Beanspruchung der Betondecke und gibt auch eine grosse Sicherheit gegen eine unerwünschte Verschiebung der Betondecke.

- HGT dürfen kein "Eigenleben" infolge Temperaturverformungen führen.

- HGT mit einer Dicke von 20 cm und mehr (Betonoberbau) sollen deshalb im frischen Zustand in Längs- und Querrichtung eingekerbt werden, um klaffende Risse in der HGT und wilde Risse in der Decke zu vermeiden. Die Kerben sind ebenso wie alle Arbeitsfugen in der HGT auf die Fugen der Betondecke abzustimmen, d.h. die Kerben in der HGT werden direkt unter den Längs- und Querfugen der Betondecke angeordnet.

- Bauweise mit HGT und Aspahltüberdeckung:
  Es wurde auf die Entstehung von Reflexionsrissen in Abhänigkeit von der Dicke der Asphaltüberdeckung eingegangen. Durch das in der neuen ZTVT 86 vorgeschriebene Ankerben der HGT im Abstand von 2,5 m bei Asphaltüberdeckungen dünner als 14 cm wird dem Rechnung getragen.

Bericht von Heierli (Schweiz)

In der Schweiz kommen bei stark belasteten Strassen, ähnlich wie in Frankreich, dicke Zementstabilisierungen und relativ dünne bituminöse Überdekkungen zur Anwendung, deren Folge Reflexionsrisse im Deckbelag sind, die bedingt in Kauf genommen werden. Ein typischer Strassenaufbau im Kanton Zürich besteht aus einer zweilagigen Zementstabilisierung mit einer Dicke von 30 + 18 = 48 cm und einem 12 cm dicken Asphaltbelag, wobei keine Frostschutzschicht vorhanden ist. Die Messungen zeigen, dass durch die Risse praktisch kein Tragfähigkeitsverlust auftritt. Trotzdem sucht man nach Methoden, die zu einer Reduzierung der Risse führen. Angestrebt wird eine Verkleinerung der Dicke der Zementstabilisierung auf 25 bis 35 cm und eine Bodenverfestigung [1] (siehe auch Kapitel 3), womit sich die Gesamttragfähigkeit der Strasse nicht ändert.

2.3 Diskussion

Es wurde darauf hingewiesen, dass die Risse trotz der wenig gestörten Tragfähigkeit einer Sanierung bedürfen. Angeregt durch die positven Erfahrungen in Frankreich und der Bundesrepublik Deutschland will man das Ankerben von HGT weiter verfolgen.

Das Ankerben in der Bundesrepublik Deutschland scheint eine gute Methode zur Lösung des Rissproblems bei HGT zu sein.

Hingewiesen wurde weiter auf die Betondecken in Frankreich, die eine Dicke von 22 bis 27 cm und keine Dübel aufweisen. Die Dicke der grave-ciment (mit und ohne bituminöse Anspritzung) beträgt 20 bis 25 cm. Das Problem in Frankreich bei dieser Bauweise ist die "Erosion" der grave-ciment im Fugenbereich. Wilde Risse treten nur sehr selten auf.

Der Erfahrungsaustausch war so praxisnah und interessant, dass alle Teilnehmer eine Wiederholung der Tagung befürworteten.

3. ERFAHRUNGEN IN DER SCHWEIZ

Im folgenden werden die bisherigen Erfahrungen in unserem Land mit zementstabilisierten Oberbauten zusammengefasst.

3.1 Kanton Zürich [2] [3] [4]

Erste hydraulisch gebundene Schichten wurden 1964 im sogenannten Sandwichverfahren mit abwechslungsweisen Einbauten von zementgebundenen und ungebundenen Kiesschichten ausgeführt. Das Sandwichverfahren hat sich bewährt; es traten keine nachteiligen Auswirkungen (Durchschlagen von Rissen) auf. Da mit der Zementstabilisierung erhebliche Einsparungen von erstklassigen Kiesmaterialien, Aushubarbeiten und Materialtranporten zu erreichen waren und da das Risiko der Spurrinnenbildung ohne Sandwich noch reduziert werden kann, ging man später von der Sandwich-Bauweise zu den sogenannten vollstabilisierten Oberbauten über. Seit 1974 hat sich der vollstabilisierte Oberbau im Kanton Zürich (und den umliegenden Kantonen Thurgau, Zug und Aargau) durchgesetzt. Da die vollständig gebundenen Fundations- und Tragschichten sehr hohe Tragfähigkeiten aufweisen, wurde bezüglich der Dimensionierung ein neues Konzept vertreten, dass die bituminösen Beläge grundsätzlich nicht mehr tragende Funktionen haben müssen, sondern vorwiegend als Schutz der Stabilisierung dienen und die Fahrsicherheit und den Fahrkomfort gewährleisten sollten. Auch aus wirtschaftlichen Gründen werden daher die bituminösen Schichten (8cm Ausgleichsschicht TA 25u; 4 cm Verschleissschicht AB 16s) verhältnismässig dünn ausgebildet. Für diese voll hydraulisch gebundenen Fundations- und Tragschichten werden meistens Kiessande der Klassen 2 und 3 verwendet. Als Bindemittel wird entweder der normale Portland-Zement oder der aus der Bundesrepublik Deutschland eingeführte Mörtelbinder "Rocadur" verwendet. Die Dosierungen betragen 65 - 70 kg/m3. Zwischen diesen beiden Bindemittelproduktionen konnte nach verschiedenen Untersuchungen kein wesentlicher Unterschied in der Häufigkeit der Rissbildung festgestellt werden (Langzeit-Betrachtung).

Die Aufbereitung des Stabilisierungsmaterials wird in der Regel im Zentralmischverfahren durchgeführt. Der Einbau erfolgt meistens in 2 Schichten: Die Unterschicht (ca. 30 cm) mit Grader oder Trax und die Oberschicht (15 - 18 cm) mit Belagseinbaumaschinen (Fertiger). Für die Verdichtung werden Vibrationswalzen eingesetzt.

Die Risse enstehen in beiden Stabilisierungsschichten und sind teilweise schon nach wenigen Tagen sichtbar. Die netzartigen Haarrisse auf der Oberfläche der Zementstabilisierung sind in der Regel nicht gefährlich. Hingegen führen die konzentrierten Stabi-Risse bei Arbeitsfugen und natürlichen Schwindrissen oft zu Rissbildungen in den bituminösen Belägen. An dieser Stelle muss erwähnt werden, dass die in Zürich in den Jahren 1975 - 1983 praktizierte Belagstechnologie - zum Schutz vor Abnützung durch Spikes (Spurrinnenbildung) wurden sehr harte Bindemittel und niedrige Bindemitteldosierungen angewendet - für die Rissbildung auch zum Teil mit verantwortlich war.

Die N1 Zürich-Winterthur wurde 1975 eröffnet. 1 bis 2 Jahre danach wurden erste Belagsrisse beobachtet. 1982 wurden die Risse aufgenommen und eingemessen. Die Risse treten jedoch nur abschnittsweise auf. Grössere Bereiche sind bis heute rissfrei geblieben. Die Arten und Ursachen der Rissbildung in den Verschleissschichten auf der N1 Zürich-Winterthur werden nachstehend beschrieben:

Risse über darunterliegenden Bauwerkskanten

Die beobachteten Risse über darunterliegenden Bauwerkskanten beschränken sich auf Bereiche mit setzungsempfindlichem Baugrund. Die betreffenden Durchlässe bilden, wegen der besseren Fundationsverhältnisse als bei den anschliessenden Dammpartien, starre Auflagerpunkte. Die Setzungsdifferenzen führen beim durchlaufenden Oberbau an den Bauwerkskanten zu starken Rissen.

Risse über Tagesfugen der Zementstabilisierung

Die Tagesfugen der Stabilisierungsschichten sind mit 60° Neigung und rauher Kontaktfläche ausgebildet. Flacher ausgebildete Tagesfugen neigen bei jahreszeitlichen Temperaturänderungen zu Dilatationsbewegungen, welche Rissbildungen verursachen können.

Risse über Entwässerungsleitungen

Einige Risse befinden sich über Sammlerableitungen, insbesondere bei Dämmen auf setzungsempfindlichem Untergrund. Eine genaue Ursache, welche zu diesen Rissen führte, kann nicht nachgewiesen werden. Es muss angenommen werden, dass der Grabeneinschnitt quer zum Damm eine Diskontinuität - bezogen auf den ganzen Dammkörper - darstellt, die bei unregelmässigen Setzungen Risse im Oberbau verursachen kann.

Risse im Bereich mit setzungsempfindlichem Baugrund

In einigen Abschnitten wurden die setzungsempfindlichen Bodenschichten wie Torf und nicht vorbelasteter Seebodenlehm aus wirtschaftlichen Gründen nicht ausgetauscht. Die aufgetretenen Dammsetzungen sind die Ursache von einigen Rissen im Oberbau. Beim grössten Riss wurde ein Sondierschacht geöffnet. Es hat sich gezeigt, das der etwa 6 mm breite Riss durch den ganzen Oberbau verläuft und sich sogar in der Dammschüttung sichtbar fortsetzt. Der Riss befindet sich am Ende einer Setzungsmulde, also in der Zugzone. Damit konnte nachgewiesen werden, dass dieser Riss eine Folge der Verformung des ganzen Dammkörpers ist.

Risse über Schwindrissen in der Zementstabilisierung

Die Bildung von Schwindrissen in den Stabilisierungsschichten, insbesondere dort, wo ungünstige Einbaubedingungen vorhanden waren, war kaum ganz zu verhindern. Anfänglich zeigten sich über den Schwindrissen in der Stabilisierung einfache Risse in der Verschleissschicht. In zunehmendem Masse bildeten sich zum Teil mehrere Risse nebeneinander, in der Regel zwei bis drei in unregelmässigen Abständen von 5 bis 10 m. Diese zusätzlichen Risse sind in der Regel nicht durchgehend. Es handelt sich um eine grössere Anzahl von kleineren Rissen, die - mit Unterbrüchen - teils nebeneinander, teils hintereinander auftreten, das heisst es bilden sich 20 bis 30 cm breite, quer zur Fahrbahn verlaufende gestörte Zonen im Belag.

Anhand von Belagsbohrkernen konnte beobachtet werden, dass sich die Stabilisierungs-Risse bei zweischichtigen Belägen zum Teil nur in die harte Verschleissschicht übertragen. Die untere aus weicheren Bindemitteln bestehende Ausgleichsschicht (TA 25u) blieb rissfrei [2].

Die Tragfähigkeit des vollstabilisierten Oberbaus (12 cm Belag, darunter 48 cm Stabilisierung) auf der N1 Zürich-Winterthur wurde vom Institut für Grundbau- und Bodenmechanik der ETHZ untersucht [3]. Dabei wurden unter anderem auf dem bituminösen Belag Einsenkungsmulden an Stellen mit und ohne sichtbare Risse gemessen. Die gemessenen Deflektionen waren sehr klein (nur 6/100 mm unter einer Achslast von 130 kN). Die gesamte Oberbaudicke (12 cm bituminöser Belag, 18 + 30 cm Zementstabilisierungen) ist für die Tragfähigkeit eindeutig überdimensioniert. Deshalb wurden 1980 im Kanton Zürich Versuchsstrecken gebaut, mit dem Ziel, die Reduktion der Stabi-Dicke auf 25 bis 35 cm bei einschichtigem Einbau zu untersuchen. Auf einer der Versuchsstrecken wurde zudem noch das Tragverhalten von Rissen der Zementstabilisierung untersucht. Das Ergebnis fiel positiv aus und ist in einem Forschungsbericht (Nr. 130) berschrieben [4]. Im folgenden sei das Ergebnis kurz wiedergegeben.

Anfang 1980 wurde beim Limmattalerkreuz (N1/N20, ZH) eine Transportpiste für Kiestransporte erstellt und als Versuchsstrecke während 6½ Jahren beobachtet. Ziel der Messungen war die Abklärung der Frage, ob zementstabilisierte

Oberbauten durch die darin auftretenden Risse entscheidend geschwächt werden. Der Untergrund der Versuchsstrecke wurde teilweise mit Kalk stabilisiert und wies danach eine gute Tragfähigkeit auf. Die Zementstabilisierung ist 248 - 326 mm dick und mit 70 mm bituminösem Belag (TA 25 us) abgedeckt. Ein Querriss wurde künstlich erzeugt und 6 - 7 weitere Risse entstanden kurz nach dem Bau "natürlich" (Schwinden). Alle Risse schlugen durch den Belag hindurch. Die Versuchspiste wird seit 1980 ständig mit schweren Lastwagen befahren. Die äquivalenten Gesamtverkehrslasten erreichen die 2 Mio. Grenze. Die Versuchspiste ist heute noch intakt und tragfähig. Die Risse weisen im Belag keine Ausbrüche auf. Es haben in der Gegend der Risse keine weiteren (progressiven) Brüche stattgefunden. Zur Feststellung der Tragfähigkeitsentwicklung des Oberbaues wurden jährlich Muldenmessungen durchgeführt. Durch Auswertung wurden der E-Modul der zementstabilisierten Schicht (inklusive Belag) und daneben der K-Wert des Untergrundes berechnet. Aus den Messungen geht hervor, dass der E-Modul bei den Rissen etwa die Hälfte desjenigen im Feld beträgt und im Laufe der Zeit etwa konstant bleibt. Eine progressive Schwächung in Rissnähe ist nirgends eingetreten. Die Deflektionen waren, "absolut" gesehen, gering (25/100 mm).

3.2 Kanton Thurgau [5] [6]

Im Kanton Thurgau (N7) ist der Aufbau der gesamten Oberbaudicken um 2 cm kleiner als derjenige im Kanton Zürich (N1) (58 cm statt 60 cm). Während die Dicke der Zementstabilisierung um 5 cm kleiner ist, (43 anstatt 48 cm) ist dafür der bituminöse Belag um 3 cm (15 anstatt 12 cm) dicker als in Zürich.

Als hydraulisches Bindemittel wird - im Gegensatz zum Kanton Zürich - meist ein Mörtelbinder (Marke Rocadur aus der Bundesrepublik Deutschland) verwendet. Bei diesem Bindemittel handelt es sich um einen hochhydraulischen Kalk nach DIN 1060. Der Mörtelbinder ist im Vergleich mit anderen Bindemitteln (PC oder HPC) schwindarm. Da sich die Druckfestigkeit des verdichteten Mischgutes etwas langsamer entwickelt, sollten nur geringfügige Schwindrisse auftreten, was jedoch in der Praxis aus Langzeitbeobachtungen nicht eindeutig bestätigt werden konnte.
Im Abschnitt zwischen Kefikon und Pfynerbrücke der N7 wurden grössere Belagsrisse festgestellt. Der Einbau efolgte in den Jahren 1974 - 1976.

1979 wurden 16 Querrisse auf einer Länge von ca. 6 km in der Verschleissschicht festgestellt, davon 10 Risse bei Arbeitsfugen, 5 Risse auf Diskontinuitäten im Oberbau und 1 Reflexionsriss (Schwinden).

Seit 1979 hat die Rissbildung noch in starkem Masse zugenommen.

Im Jahre 1980 wurden die Rissbilder durch umfangreiche Sondierungen untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Risse durch den ganzen bituminösen Belag durchgehend sind und dass im Bereich des Belagsrisses die Rocadurstabilisierung mit einem Metallspachtel leicht gelockert werden kann.

Nach dem Auskratzen bis zu einer Tiefe von 4 - 5 cm wurde festgestellt, dass das Kiessandmaterial statt nach Rocadur extrem stark nach dem bituminösen Bindemittel riecht. Es macht den Anschein, dass das bituminöse Bindemittel zusammen mit Wasser und Tausalzen den Mörtelbinder irgendwie zerstört hat.

Es fällt auf, dass in einzelnen Teilstrecken Reflexionsrisse in kurzen, relativ regelmässigen Abständen auftreten, während andere Teilstrecken hingegen auf grosse Länge rissfrei sind. Ebenfalls sind Netzrisse (wilde Risse) auf einzelnen Teilstrecken sichtbar. Bei diesen handelt es sich vermutlich um nicht durchgehende Belagsrisse.

Im Auftrag des Tiefbauamtens des Kantons Thurgau hat M. Blumer [5] die Belagsschäden auf der N7 untersucht. Als Ursachen wurden folgende Faktoren genannt:

- Projekt- und ausführungsbedingte Schwachstellen (Nahtstellen, Querschnittschwächung, Inhomogenität der Planumstragfähigkeit).

- zu hohe Druckfestigkeit der Rocadurstabilisierung
  (diese führte zu häufigeren Rissbildungen).

- Verwendung von zu harten bituminösen Bindemitteln
  (TB 2000, diese führte zur Mischgutversprödung).

- zu hoher Hohlraumgehalt der bituminösen Beläge
  (als Folge mangelhafter Verdichtung).

3.3 Kanton Bern [8]

Im Kanton Bern wurde in den Jahren 1976/77 die N12 erstellt. Der Oberbau der Teilstrecke Thörishaus-Weyermannshaus weist eine 24 cm dicke Zementstabilisierung und einen 11 cm dicken bituminösen Belag auf. Die bituminösen Beläge, 7 cm Ausgleichsschicht AB 25 und 4 cm Verschleissschicht AB 16, wurden kurz (2 bis 3 Monate) nach Einbau der Zementstabilisierung eingebaut und sind mit anderen Autobahnbelägen vergleichbar. Im Winter 1978/79, also 1½ bis 2 Jahre danach, wurden Belagsrisse sichtbar. Alle Risse wurden 1979 aufgenommen und eingemessen.

Der Rissabstand ist im allgemeinen unregelmässig und relativ gross, im Mittel um 25 bis 40 m. Der mittlere, theoretische Rissabstand über alles beträgt für die Fahrbahn Bern-Freiburg 290 m bzw. für die Fahrbahn Freiburg-Bern 105 m. Die Risse traten meistens dort durch den Belag, wo die Zementstabilisierung eine höhere Druckfestigkeit aufwies, die teilweise durch einen höheren Zementgehalt verursacht wurde. Bei einem Abschnitt, wo der Zementgehalt ca. 55 bis 60 kg/m3 und eine 7-tägige Druckfestigkeit von ca. 2.0 bis 2.5 N/mm2 aufwies, wurden keine Risse beobachtet. Zudem ist zu erwähnen, dass andere, längere Abschnitte ebenfalls rissfrei waren. Es wird festgestellt, dass die Risse normalerweise bei einer Druckfestigkeit von über 4.5 N/mm2 aufgetreten sind. Bei einer solchen von unter 3.0 N/mm2 sind bisher keine Risse festgestellt worden. Als mögliche Ursachen für das Durchschlagen der Risse durch den Belag im Winter wurden die tiefe Temperatur und der relativ grosse Rissabstand genannt. Beide führten zu breiten Rissen und Bewegungen, die nicht durch den dünnen bituminösen Belag aufgenommen werden konnten.

3.4 Kanton Zug [9] [10]

3.4.1 Teilstrecke N4.2

Die Fahrbahnen der N4.2, Abschnitt von Rotkreuz bis zur Kantonsgrenze Schwyz, bestehen aus einer 2-schichtigen STABI (28 + 16 = 44 cm) und einem 2-schichtigen bituminösen Belag (10 cm HMT 40s + 4 cm AB 16S).

Die STABI wurde 1979/80 eingebaut, wobei die obere Schicht in Etappen durch eine HMT geschützt wurde (Probeeinbau der HMT 40s im Herbst 79 mit Bindemittel B60/70). Unmittelbar anschliessend erfolgte der Einbau des Deckbelages AB 16S (Bindemittel B60/70).

Seit der Eröffnung im Juli 1981 sind verschiedene Belagsschäden aufgetreten, welche im 1986 aufgenommen und von Experten begutachtet wurden. Aus dem Expertenbericht gehen folgende Feststellung hervor:

- Die Zementdosierung der STABI betrug PC 80-100 kg/m3 für die untere und 70-85 kg/m3 für die obere Schicht. Diese verhältnismässig hohe Zementdosierung (in Zürich 65 - 70 kg/m3) hat naturgemäss eine hohe STABI-Festigkeit ergeben und zu häufigeren Schwindrissen und grosser Schollenbildung mit entsprechend grossen Rissdehnungen geführt.

- Die Reflexionsrisse treten nur in den Fahrbahnen auf, wo ein sehr harter Deckbelag von AB 16s (Bindemittel B60/70) eingebaut wurde. Die harte Deckschicht konnte die Risse der STABI nicht überbrücken.

- Die Standspur hingegen weist praktisch keine Risse auf. Dies ist eindeutig darauf zurückzuführen, dass dort die Deckschicht AB 16 mit einem weicheren und flexiberen Bindemittel B80/100 versehen wurde. Die Dicke der STABI (44 cm) ist gleich wie diejenige unter der Fahrbahn. Offensichtlich vermag die weichere Deckschicht der Standspur die Risse der STABI zu überbrücken.

- Einzelne grössere Belagsschäden sind in einem Abschnitt aufgetreten, wo die Fahrbahn offensichtlich Setzungen erfahren hat.

Im ganzen sind die eingetretenen Belagsschäden keineswegs gravierend, so dass sich umfangreiche grossflächige Sanierungsmassnahmen nicht aufdrängten. Erforderlich ist jedoch, durch laufende Unterhaltsarbeiten dafür zu sorgen, dass nicht Salzwasser durch die Risse in den Belag eindringen und Folgeschäden an der STABI verursachen kann. Daher sind die Risse teilweise vergossen worden.

3.4.2 Teilstrecke N4.1

Durch den Umstand, dass der Bau der N4 im Knonauer Amt sistiert worden ist, erfährt man beim Teilabschnitt N4.1, von der Kantonsgrenze Zürich bis Blegi, einen Sonderfall im STABI-Oberbau.

Die 1972/73 eingebaute STABI (44 cm) wurde durch eine 6 cm dicke HMT (B32) geschützt, welche später 1982 noch mit eine bituminösen Schlämme behandelt wurde. Der Teilabschnitt ist weder befahren noch mit einem zusätzlichen Belag abgedeckt worden. Trotzdem weist der Teilabschnitt heute - nach der 14-jährigen Liegezeit - folgende Belagsrisse auf:

- Querrisse:
  In regelmässigen Abständen von 8 bis 12 m treten über die ganze Fahrbahn und Standspur verlaufende Reflexionsrisse auf. Die Rissbreiten reichen von wenigen mm bis höchstens 1 cm. Bei einigen Querrissen haben sich infolge eindringenden Wassers und durch wiederholtes Gefrieren sekundäre Risse gebildet, was schliesslich zu Hebungen der Rissränder geführt hat. In vielen Rissen hat sich bereits Vegetation angesetzt.

  Die Beobachtung bestätigt wieder, dass lokale Inhomogenitäten, z.B. Querschnittsveränderungen bei Einlauf- oder Kontrollschächten, oft Ausgangspunkte der STABI-Risse sind.

- Längsrisse:
  Die Längsrisse entstehen meistens bei den Längsfugen zwischen Fahrbahn und Standspur.

- Weitere Risse
  An Stellen wo im Unterbau grössere Inhomogenitäten auftreten, sind aufgrund der unterschiedlichen Setzungen Risse entstanden, welche sich deutlich an der Oberfläche zeigen (z.B. Entlang von Kanten der steifen Unterführungsbauwerke).

Im allgemeinen sind aus den Rissen keine Folgeschäden wie Schlaglöcher entstanden (verständlich, da kein Verkehr). Ausser des Rissbereiches ist die HMT vollständig intakt.

Das Tiefbauamt hat 1986 Entnahme von 18 Bohrkernen und deren Untersuchung veranlasst. Das Ergebnis der Untersuchung zeigte folgendes:

- Mit Ausnahme zweier Bohrkerne bestand keine Haftung zwischen STABI und HMT.

- Die Bohrkerne waren im allgemeinen kompakt, einzig bei zwei der gerissenen Bohrkerne waren die untersten 2 cm porös (HMT).

- Die oberflächlich festgestellten Risse gingen alle durch die ganze HMT durch.

- Im Bereich der HMT-Risse waren zum Teil auch Risse in der STABI festzustellen, zum Teil war die STABI rund 3 cm tief aufgelockert.

Die bestehende HMT ist keineswegs so stark beschädigt, dass sie beim Weiterbauen ersetzt und entfernt werden müsste. Notwendig ist aber auf jeden Fall eine Sanierung der HMT, bevor der definitive Belag (6 cm AB 25u + 4 cm AB 16, mit B80/100) eingebaut wird.

Bei beiden Teilstrecken lag der Wassergehalt der STABI beim Einbau oft höher als der optimale. Der Zementgehalt ist auch zu hoch. Dies sind Hauptgründe für die Rissbildung in der STABI.

3.5 Kanton Aargau

Die Aaretalstrasse T5 Aarau - Buchs - Hunzenschwil ist ca. 6 km lang und weist den nachstehenden Aufbau auf:

4 cm	TA 16 sT	mit 4.8 - 5.0 % TB 2000 mit Trinidad Epuré
8 cm	TA 25 us	mit 4.2 - 4.7 % TB 2000
20 cm	STABI	mit PC 70 - 75 kg/m3
32 cm = Gesamte Oberbaudicke		

Der Einbau der STABI-Schicht erfolgte im Sommer 1980 für die erste Hälfte und im Sommer 1981 für die restliche Strecke. Der Einbau der bituminösen Beläge erfolgte direkt anschliessend oder höchstens 1 Jahr später.

Der Kornanteil kleiner als 10 mm des verwendeten Kiessandmaterials schwankt zwischen 46 und 54% und liegt im Durchschnitt bei 51%. Der Wassergehalt beim Einbau liegt zwischen 4.3 und 5.3%, im Mittel 4.5% und somit auf der trockenen Seite des Optimums. Die Druckfestigkeit der STABI ist verhältnismässig hoch. Zum grossen Teil beträgt sie über 5.0 N/mm2 im Alter von 7 Tagen.

Auch auf der T5 sind Risse quer durch die Fahrbahn durchgeschlagen. Bei der Abnahme im Herbst 1984 wurden ca. 10 vereinzelte schmale Risse festgestellt. Nach dem strengen Winter 1984/85 traten dann zahlreiche Risse auf. Die Risse wurden im Februar und Juni 1985 aufgenommen. Die Rissabstände schwanken zwischen 10 m (minimal) und 70 m, wobei mehrere Strecken mit einer Länge von 200 bis 300 m durchaus rissfrei sind. Aufgefallen sind die Bereiche mit hohen Druckfestigkeiten der STABI von über 5 N/mm2. Dort sind die Risse häufiger und deren Abstände auch enger.

Im Bereich der Standspur, deren bituminöser Aufbau gleich wie derjenige auf der Fahrbahn, jedoch ohne STABI ist, wurden bis jetzt noch keine Risse beobachtet.

Die Risse sind bis jetzt noch nicht repariert. Als Ursachen der Rissbildung wurden die teilweise zu hohe Festigkeit der STABI und den teilweise nicht frostsicheren Unterbau genannt.

3.6 Zusammenfassung

Wenn hier oft von Belagsrissen die Rede ist, bedeutet dies aber nicht, dass in der Schweiz Belagsrisse Regelfälle darstellen würden. Sie treten zwar oft abschnittsweise, aber weder regelmässig noch auf einer langen Strecke auf. Dieser Sachverhalt besagt, dass Belagsrisse von zementstabilisierten Oberbauten unter günstigen Verhältnissen durchaus vermieden werden können.

Bis heute ist es immer noch nicht gelungen, den Grund der verschiedenen Rissbildungen sowie deren Verhütung vollständig in den Griff zu bekommen.

Die Verwendung harter Bindemitteln für Verschleissschichten ist primär zu Vermeidung von Belagsdeformation (Spikes, Spurrinnen) gedacht, hat aber oft dazu geführt, dass die Risse vermehrt durchgeschlagen haben. Diese Praxis muss nun bei vollstabilisierten Oberbauten geändert oder revidiert werden.

Im nächsten Kapitel werden Massnahmen, welche sich für die Vermeidung des Durchschlagens von Rissen bewährt oder nicht bewährt haben, aus den bisherigen Erfahrungen im In- und Ausland aufgeführt und beurteilt.

4. MASSNAHMENKATALOG

4.1 Grundsätzliches zum Mechanismus der Rissbildung

Abgesehen von baugrundbedingten Faktoren, wie zB. Setzungsempfdindlichkeit und Inhomogenität des Untergrundes, liegen die Ursachen der Belags-Rissbildung zur Hauptsache in den stabilisierten und den bituminösen Schichten selber.

In der Zementstabilisierung entstehen Risse durch natürliches Schwinden und künstliche Arbeitsfugen. Die Schwindrisse können mit optimalem Zement- und Wassergehalt zwar wesentlich reduziert, aber nicht völlig eliminiert werden. Dabei sind Mikrorisse, welche nicht durchgehen, erwünscht, während die durchgehenden Makrorisse mit grossen Rissabständen zu vermeiden sind. Denn je grösser der Rissabstand ist, desto breiter sind die Rissöffnungen infolge Abkühlung.

Wenn die Rissöffnungen der stabilisierten Schichten nicht vom darüber liegenden bituminösen Belag überbrückt werden können, entstehen Belagsrisse. Deshalb muss einerseits die Rissöffnung bzw. der Rissabstand der Zementstabilisierung möglichst klein gehalten werden. Auf der anderen Seite muss die bituminöse Schicht in der Lage sein, die STABI-Risse schadlos zu überbrükken. Dies verlangt eine abgestimmte Dehnfähigkeit der bituminösen Schicht bei einer angenommenen Rissöffnung der stabilisierten Schicht. Es besteht eine Abhängigkeit zwischen Dehnfähigkeit und Rissbreite, die sehr stark vom Rissabstand und vor allem vom Schwindmass der Zementstabilisierung beeinflusst wird.

In der bituminösen Deckschicht treten zudem noch Zugspannungen infolge Abkühlung und Verkehr auf. Dabei wird die Stelle über einem Riss beim Überrollen einer schweren Achslast noch auf Schub beansprucht. Für alle diese Beanspruchungen muss die bituminöse Deckschicht neben einer ausreichenden Festigkeit auch eine gute Dehnfähigkeit aufweisen.

Im folgenden werden 3 Gruppen von Massnahmen besprochen:

4.2 Gruppe 1 der Massnahmen

Die planungsmässigen Aspekte und die Materialwahl zur Verminderung der Rissbildung in Zementstabilisierungen spielen eine gewichtige Rolle und sind deshalb vor dem Einbau bzw. bei der Projektierung zu beachten. Zu diesen Massnahmen zählen Bauablauf, Nahtstellen, Kornverteilungskurven, Wassergehalt, Festigkeiten, Bindemittelsorte und -gehalt.

4.2.1 Bauablauf

In der Regel stellen sich am meisten Reflexionsrisse dort ein, wo die STABI-Oberschicht und die beiden bituminösen Belagsschichten in kurzen Zeitabständen nacheinander eingebaut werden. Das Risiko der Bildung von Reflexionsrissen ist signifikant geringer, wenn man die stabilisierte Schicht zuerst mit einer ersten dünnen, bituminösen Schicht schützt, den Baustellenverkehr darauf zirkulieren lässt und den definitiven Belag erst nach einem oder zwei Wintern einbaut. Durch das Befahren lässt sich die erwünschte Entspannung (feine Rissstruktur) erzielen und grössere Risse, die sich nach dem ersten Winter geöffnet haben, können verfüllt und verklebt werden bevor der endgültige Belag (Verschleissschicht) eingebaut wird.

4.2.2 Nahtstellen und Querschnittsänderungen

Nahtstellen stellen im allgemeinen Ansatzpunkte für Reflexionsrisse dar. An diesen Stellen sind die Oberbauschichten geschwächt. Auch projektbedingte Querschnittsschwächungen und Verdickungen (Inhomogenitäten im Oberbau) begünstigen die Rissbildung.

4.2.3 Homogenität des Untergrundes

Inhomogenität der Untergrundtragfähigkeit führt oft zu Setzungsdifferenzen und Rissen im Oberbau.

4.2.4 Kornverteilung

Die Kornzusammensetzung des Ausgangsmateriales hat einen grossen Einfluss auf die Rissbildung in der Zementstabilisierung. Insbesondere ist dabei der Kornanteil kleiner als 10 mm wichtig. Er sollte die 50%-Grenze nicht unterschreiten. Was den Feinanteil (Tonanteil) betrifft, so gehen die Meinungen auseinander: Die einen behaupten [5], dass weniger Feinanteile (saubere Kiese) die Rissbildung fördern und die anderen [12], Experten aus den USA, stellen im Gegensatz fest, dass ein körniges Bodenmaterial mit gewissen Tonanteilen weniger Risse produziere.

4.2.5 Wassergehalt

Der optimale Wassergehalt des Proctor-Versuches wird in der Regel auch bei der Bauausführung angestrebt, weil er die beste Verdichtung ermöglicht. Bei grobkörnigen Böden, - und nur von solchen ist hier die Rede - bleibt man bei der Bauausführung meist etwas unter dem optimalen Wassergehalt, weil sich dann eine grössere Druckfestigkeit einstellt (idealer Wassergehalt). Allerdings berichtete R. Springenschmid aus seinen Versuchen, dass ein reduzierter Wassergehalt ohne Einfluss auf die Rissbildung sei (siehe Abschnitt 2.2). Dabei kann der Ausdruck "ohne Einfluss" ohne weiteres als "neutral" oder "nicht schädlich" verstanden werden. Eine Gegenbehauptung zur Aussage von R. Springenschmid ist somit nicht erforderlich. In der Schweiz haben wir bis jetzt mit dem Grundsatz "auf der trockenen Seite bleiben" gute Erfahrungen gemacht. Neuste Untersuchungen in der Schweiz [14] haben diesen Grundsatz nochmals bestätigt.

4.2.6 Festigkeit der Zementstabilisierung

Eine zu hohe Zugfestigkeit der Zementstabilisierung infolge hoher Dosierung führt zu häufigerer Rissbildung. Dies ist aus der bisherigen Praxis eindeutig erwiesen. Im Kanton Thurgau wurde festgestellt, dass Belagsrisse am häufigsten dort auftraten, wo die Rocadur-Stabilisierung eine zu hohe Druckfestigkeit von 3 bis 4 N/mm2 und damit eine hohe Zugfestigkeit im Alter von 7 Tagen aufwies [5]. Die gleiche Feststellung wurde ebenfalls in den Kantonen Zürich, Bern, Aargau und Zug bei den Zementstabilisierungen gemacht. In der SN 640 509a wird deshalb eine Druckfestigkeit von nur 2 bis 3 N/mm2 im Alter von 7 Tagen empfohlen. Diese Empfehlung soll auf alle Fälle befolgt werden. Aufgrund der neusten Untersuchungen in der Schweiz [14] steht jetzt eine Herabsetzung der Festigkeitsanforderung auf 1 bis 2 N/mm2 zur Diskussion. Die Festigkeit bzw. die Bindemitteldosierung soll nur so hoch sein, dass die Stabilisierung frostsicher sein wird bzw. die Frost-Auftau-Versuche gemäss SN 640 509a bestehen kann.

4.2.7 Sorte der bituminösen Bindemittel

Sowohl bei der N7 als auch bei der N1 wurde oft ein zu hartes Bindemittel verwendet, welches sich später als wenig geeignet erwiesen hat. Bei einem zu harten Bindemittel stellt sich rasch ein Zustand der Mischgutversprödung ein, der dann zu Rissen führen kann. Deshalb soll man möglichst nicht zu harte und alterungsbeständige Bindemittel verwenden. Im allgemeinen scheint Teerbitumen viel alterungsanfälliger zu sein als Reinbitumen gleicher Konsistenz.
Neulich wurde im Kanton Zürich der Hot Rolled Asphalt als Verschleissschicht auf Stabi-Oberbau verwendet. Es ist heute noch verfrüht, seine Funktionstüchtigkeit zu beurteilen.

4.2.8 Hohlraumgehalt

Ein zu hoher Hohlraumgehalt von bituminösen Belägen ist in doppelter Hinsicht von Einfluss auf die dort entstandene Rissbildung. Zum einen wirkt sich eine unzureichende Verdichtung in einer geringeren Zugfestigkeit der eingebauten Schicht aus, und zum anderen hat ein grösserer Hohlraumgehalt eine raschere Bindemittelalterung zur Folge.

Schwierig ist es, einen optimalen Hohlraumgehalt generell anzugeben, da dieser von Belagssorte und Zuschlagstoffen (Kornzusammensetzung) stark abhängig ist. Um die notwendige Stabilität aufzuweisen, müssen Beläge beim Marshall-Versuch einen gewissen Hohlraumgehalt aufweisen. Je kleiner der Hohlraumgehalt eines bitumösen Belages ist, desto höher wird in der Regel die Zugfestigkeit und desto besser das Reissdehnungsverhalten.

Für die Wahl von Bindemitteln, die für die bituminösen Beläge auf hydraulisch stabilisierten Schichten verwendet werden sollen, werden folgende Regeln empfohlen:

- Die Penetration des Ausgangsbindemittels darf nicht kleiner als 60 sein.

- Das Bindemittel darf nicht alterungsanfällig sein, dh. die zeitliche Konsistenzänderung soll sich im normalen Rahmen halten.

4.3 Gruppe 2 der Massnahmen

Während und kurz nach dem Einbau können bauliche Massnahmen an der Zementstabilisierung vorgenommen werden, um den Rissabstand künstlich klein zu halten. Zu dieser Gruppe gehören:

- Entspannen mit Fallgewicht
- Entspannen durch Befahren
- Ankerben der Zementstabilisierung

4.3.1 Entspannen mit Fallgewicht

Das Entspannen mit Fallgewicht erzeugt im Endeffekt beliebig kleine, aber unregelmässige Rissabstände und kann das erwartete Ziel zur Verringerung des Durchschlagens von Rissen erreichen. Unsympathisch ist dabei, dass mit dem Fallgewicht eine relativ unkontrollierte teilweise Zerstörung der STABI bewirkt wird.

4.3.2 Entspannen durch Befahren

Das Befahren der Zementstabilisierung im jungen Alter bewirkt eine Entspannung der STABI-Schicht.Diese Massnahme wurde im Ausland (auch in Japan) zum Teil mit Erfolg erprobt. Dabei muss darauf geachtet werden, dass der Bauverkehr nicht auf Spuren gefahren wird. Ein flächenmässiges Befahren ist aber nicht leicht zu erzielen. Ausserdem kann die Wirkung des Befahrens bei einer zu dicken Stabilisierung oder bei zu hoher Untergrundtragfähigkeit nicht voll zur Geltung kommen, weil die Beanspruchung der Zementstabilisierung zu gering ist, um Mikrorisse zu erzeugen.

4.3.3 Geringere Verdichtung

Durch eine geringere (als optimale) Verdichtung erreicht man eine kleinere Bruch- und damit Zugfestigkeit und damit einen kleineren Rissabstand. Allerdings ist die Qualität der STABI, auch die Frostsicherheit, durch die Massnahme nicht mehr voll gewährleistet.

4.3.4 Ankerben

Diese Massnahme wurde in der Bundesrepublik Deutschland mit Versuchsfeldern erfolgreich erprobt und wird seit 1986 offiziell (ZTVT-StB 86) empfohlen. Mit dem Ankerben wird der Rissabstand in der Zementstabilisierung künstlich kurz (2.5 bis 4.0 m) und regelmässig gehalten. Die Schwindrisse konzentrieren sich dadurch bei den Kerbfugen. Die Rissweiten sind des kurzen Rissabstandes wegen relativ klein. Ebenfalls werden Rissöffnungen infolge Temperaturabkühlung unter den zulässigen Grenzen gehalten, so dass die Risse nicht durch den bituminösen Belag durchschlagen können.

Im Mai 1986, kurz nach dem Dreiländer-Treffen in Strasbourg, wurde ein Pilotversuch auf einer Autobahnstrecke der N20 beim Limmattalerkreuz durchgeführt. Dabei wurden zwei Methoden zur Herstellung von Kerben ausprobiert (Einvibrieren und Einfräsen), die im folgenden kurz beschrieben werden:

- Einvibrieren von Kerben

Durch das Einvibrieren einer eigens konstruierten Schneide kurz nach dem Einbau wurde der Bereich um die Kerbfuge aufgelockert, was ein Nachverdichten erforderlich machte. Dabei wurde aus theoretischen Überlegungen ein Streifen aus Eternit oder Kunststoffolie in die Fuge eingelegt, um ein sicheres Erhalten der Kerbe zu gewährleisten. (Sonst hätte sich die Fuge beim Nachverdichten wieder geschlossen und hätte das Ziel des Kerbens verfehlt.) Die Tiefe des Einvibrierens betrug 1/3 der Schichtdicke (Unterschicht 30/3 = 10 cm, Oberschicht 18/3 = 6 cm). Theoretisch ist dieses Verfahren "Kerben in frischem Zustand vor Abbinden" am saubersten. Die Schwindrisse beim Abbinden werden damit konzentriert an die Fugen geführt und wilde Risse können dabei weitgehend vermieden werden. Der Kerbabstand beträgt 4 m, so dass die Rissöffnung infolge jährlicher Temperaturschwankung (Abkühlung) nicht allzu gross sein kann. Praktisch hat sich dieses Verfahren als brauchbar, aber arbeitsintensiv erwiesen. Bei der Anwendung für die STABI-Oberschicht wirkt sich dieses Verfahren jedoch nachteilig auf die Ebenheit der STABI-Oberfläche aus.

- Einfräsen von Kerben

Das Einfräsen von Kerben erfolgte 8 Tage nach dem Einbau. Die gefrästen Fugen wurden so belassen und nicht vergossen. Darauf wurde die nächste STABI-(Ober)schicht eingebaut. Theoretisch hat dieses Verfahren "Kerben in erhärtetem Zustand" nicht die volle Kontrolle über die Schwindrisse, denn die Schwindrisse können erfahrungsgemäss schon 2 bis 4 Tage nach dem Einbau entstehen. Auf alle Fälle wird der Rissabstand durch das Einfräsen kurz gehalten, wodurch die Rissöffnung infolge jährlicher Temperaturabkühlung sicher klein wird. Praktisch hat sich dieses beim Bau von Betonstrassen übliche Verfahren auch bei der Zementstabilisierung bewährt und kann deshalb für die schweizerische Praxis empfohlen werden.

Beim Pilotversuch auf der N20 wurden die Kerbfugen der Unter- und Oberschicht lagemässig auf einander abgestimmt. Sie wurden aufgenommen und eingemessen. Rund 14 Tage nach Einbau der STABI-Oberschicht wurde eine Ausgleichsschicht (8 cm, TA 25u) eingebaut. Die Strecke wurde danach sofort (Sommer 1986) für den Bauverkehr frei gegeben. Erst im Sommer 1987 wurde die Verschleissschicht (4 cm, Durogrip mit Betaplast) eingebaut. Die Ausgleichsschicht wies nach einer Überwinterung keinerlei Risse auf. Auch auf der Verschleissschicht wurden im Herbst 1987 keine Belagsrisse beobachtet. Die Zeitspanne ist allerdings noch viel zu kurz. Die Versuchsstrecke wird selbstverständlich periodisch beobachtet.

4.4 Gruppe 3 der Massnahmen

Im folgenden werden Massnahmen zur Verringerung des Durchschlagens von Rissen erwähnt, die bis jetzt in der Schweiz noch nicht erprobt worden sind. Diese dienen als Gedankenskizzen für die weitere Diskussion bzw. Forschung.

4.4.1 Beimengung von Zusatzmitteln

Solche Zusatzmittel müssten durch Quellen das Schwinden kompensieren. Das Verfahren ist aus der Betonpraxis her an sich seit langem bekannt. Seine Anwendung bei der Zementstabilisierung ist aber bis heute bei uns aus naheliegenden Gründen (keine Experimente, Abneigung gegen Zusatzmittel) ausgeblieben. Bereits 1968 berichteten Barksdale und Vergnolle aus den USA in einem Aufsatz "Expansive Cement Stabilization of Bases" [7] über die positive Einwirkung von quellfördernden Zusatzmitteln zur Verringerung von Schwindrissen. Durch eine Zugabe von quellfördernden Zusatzmitteln wird das Schwinden kompensiert. Im späteren Stadium muss dann die Zugfestigkeit der Zementstabilisierung ausreichend gross sein, um Zugspannungen aufzunehmen.

Bis zur definitiven Anwendung dieses Verfahrens bedarf es noch längerer Forschungsarbeiten sowohl im Labor als auch im Feld. Im Labor sollen Eignungsversuche von Zusatzmitteln durchgeführt werden, um Dosierungen, Schwindmasse und vor allem die Frostbeständigkeit der Zementstabilisierung zu prüfen. Erst wenn die Laboruntersuchungen positiv ausfallen, sind Versuchsstrecken mit Zusatzmitteln zu erstellen, damit das Langzeitverhalten des Oberbaus definitiv beurteilt werden kann.

4.4.2 Gleitschicht

Die bisherige Baupraxis zielt daraufhin, eine möglichst feste Verbindung der bituminösen Schicht mit der STABI-Schicht herzustellen. Zu diesem Zweck wird die Stabilisierungsoberfläche unmittelbar nach dem Einbau stets durch Aufspritzen einer Emulsionsschicht geschützt. Die dünne bituminöse Schicht verhindert ein Austrocknen während der Abbindezeit und garantiert so die Oberflächenfestigkeit der Zementstabilisierung. Dies stellt eine der Grundlagen für einen guten Verbund mit der bituminösen Deckschicht dar. Somit kann die Zementstabilisierung "kein Eigenleben" führen. Ihre Längsdeformationen müssen die bituminösen Deckschichten zwangsläufig mitmachen, was dort unter ungünstigen Umständen Risse zur Folge hat. Wenn eine Gleitschicht dazwischen wäre, könnten die bituminösen Deckschichten und die Stabilisierungsschichten unabhängig voneinander "atmen" und ihre Eigenleben führen. Das Durchschlagen von Rissen wird dabei kein Problem mehr darstellen.

Die Gleitschicht kann im Prinzip aus Kiessanden bestehen und könnte daher theoretisch durch ein gewolltes Austrocknen von STABI-Oberfläche mit einer Tiefenwirkung von rund 3 cm durchs Weglassen der Emulsionsschicht künstlich hergestellt werden. Praktisch ist diese Methode aber nicht gangbar, da erstens die ausgetrocknete und lose Kiesschicht durch den Bauverkehr "weggefahren" werden kann und zweitens ein Austrocknen der STABI-Oberfläche unter kühlen und nassen Witterungsverhältnissen gar nicht stattfinden kann. Ausserdem könnte die dünne "Kiesschicht" horizontale Kräfte aus dem Verkehr (Bremskraft) nicht einwandfrei übertragen. Es bleibt für die Herstellung der Gleitschicht nur eine Methode übrig, nämlich: Einbau von dünnen Schichten aus geeigneten (bituminösen) Baustoffen. Die Gleichtschicht muss eine gewisse Schubfestigkeit aufweisen, um horizontale Bremskräfte in die STABI-Schichten ableiten zu können. Sonst besteht die Gefahr, dass die darauf liegenden bituminösen Deckschichten sich infolge der Bremskräfte aufwölben bzw. verformen. Dafür muss zuerst ein geeignetes Material gefunden werden. Denkbar wäre z.B. eine Oberflächenbehandlung mit einem modifizierten bituminösen Bindemittel und Splitt 6/10 oder 8/12. Die Splittkörner sorgen für eine gute Schubübertragung. Dann soll die Funktionstüchtigkeit experimentell geprüft werden. Diesbezügliche Pilotversuche wurden schon in Frankreich durchgeführt.

5. EMPFEHLUNGEN

Im folgenden werden Empfehlungen zur Vermeidung bzw. Verringerung des Durchschlagens von Rissen aus der STABI-Schicht in bituminöse Beläge - getrennt für beide beteiligten Oberbaumaterialien (dh. STABI und Belag) - angegeben. Am Schluss werden weitere Forschungsarbeiten zu diesem Thema angeregt.

5.1 STABI-Schicht

Risse in STABI-Schichten entstehen durch Schwinden, Arbeitsfugen, Setzungen und mechanische Überbeanspruchungen. Die Rissbildung durch die letzten 3 Ursachen wird hier nicht näher verfolgt. Im folgenden werden hauptsächlich die Risse infolge Schwinden behandelt. Wenn die Schrumpfung aus Schwinden im Felde durch Bodenreibung und Eigengewicht verhindert wird, so entwickeln sich Zugspannungen in der STABI (Schwindspannung durch Austrocknen). Risse entstehen dann, wenn die STABI-Zugfestigkeit von der Schwindspannung "überholt" wird. Dies geschieht in der Regel schon einige Tage nach dem Einbau.

Die Schwindrisse, einmal entstanden, verändern sich infolge jährlicher klimatischer Schwankungen (Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen in der STABI, weiteres Schwinden). Dabei hängen die Rissweiten, die letzten Endes für ein Durchschlagen durch die bituminösen Beläge verantwortlich und auch für eine Belagsreparatur von Bedeutung sind, hauptsächlich vom Schwindmass, den Rissabständen und der Bodenreibung ab. Von diesen 3 Faktoren ist nur der Rissabstand genau feststellbar. Der Schwindmass-Bereich der "Schweizer"-STABI hingegen ist noch nicht zuverlässig bekannt (wird voraussichtlich bei einer kommenden VSS-Forschungsarbeit gemessen), und die Bodenreibung kann auch nur angenähert geschätzt werden. Es geht hier darum, die Rissweite der STABI-Schicht so klein wie möglich zu halten. Zu diesem Zweck werden folgende Empfehlungen (5.1.1 bis 5.1.9) gemacht:

5.1.1 Zementgehalt, Festigkeit

Bei einem gegebenen Bodenmaterial ist das Schwinden eine Funktion der Zementdosierung. Je höher der Zementgehalt, desto intensiver das Schwinden. Für die Praxis wird deshalb eine minimale Zementdosierung, bei welcher die STABI gerade eine genügende Druckfestigkeit besitzt, um frostbeständig zu sein, verlangt.

Die Dosierung hängt stark von den Bodenmaterialien ab und lässt sich gemäss SN 640 509a bestimmen. Eine Erhöhung der Zementdosierung mit dem Ziel, höhere Festigkeiten zu erzielen, ist nicht nur nicht nötig sondern sogar im Hinblick auf die Rissweiten ungünstig. Bei uns wurde in den siebziger Jahren dieses Konzept, das sogenannte "Zementbetonkonzept" verfolgt, bei dem die Herstellung von STABI hoher Festigkeit vorgezogen wurde. Diese Grundgedanken werden in der Bundesrepublik Deutschland ebenfalls mit der HGT verfolgt. Dabei wird die HGT als eine Art Beton behandelt. Folge davon sind vermehrt auftretende breite Reflexionsrisse (hohe Festigkeiten ergeben grössere Rissabstände und damit grosse Rissweiten). Die ursprünglich in den USA entwickelte Bestimmung der Dosierung von STABI (Soil-Cement) basiert auf dem Konzept der Witterungsbeständigkeit. An dieser ist weiter festzuhalten. Eine STABI soll eine "frostsichere und (hoch)feste Schicht" darstellen.

Die Untersuchungen von Fetz und Romer [14] haben gezeigt, dass die Festigkeit von STABI sich relativ langsam mit fortschreitendem Alter entwickelt und nach 4 Jahren das Dreifache der Anfang-Festigkeit (7 Tage) erreichen kann. Je höher die End-Festigkeit ist, desto breiter (Rissweite) werden später die Kontraktionsrisse und als Folge davon die Reflexionsrisse sein. Die gültige Norm SN 640509a schreibt eine Anfang-Festigkeit von 2 - 3 N/mm2 vor. Zu Gunsten der Verringung von Reflexionsrissen schlagen Fetz und Romer [14] jetzt vor, die Anfang-Festigkeit auf 1 - 2 N/mm2 herabzusetzen, primär durch Verringerung der Zementdosierung.

5.1.2 Verdichtung

Die Verdichtung hat sorgfältig und gleichmässig zu erfolgen, und das optimale Proctor-Raumgewicht ist zu beachten. Eine unzureichende Verdichtung ergibt niedrigere Festigkeiten, beeinträchtigt die Frostsicherheit und steigert die Empfindlichkeit der STABI gegen Volumenänderungen.

5.1.3 Wassergehalt

Ein grösserer Wassergehalt als das Proctor-Optimum führt zu vermehrter Rissbildung. Der Wassergehalt soll deshalb möglichst auf der trockenen Seite des Proctor Optimums gehalten werden. Diese Praxis wird in der Schweiz seit langem erfolgreich durchgeführt und soll weiter angewendet werden. Dabei soll die Porensättigung bei körnigen Böden gemäss SN 640501a kleiner als 75% liegen, und der sogenannte "ideale" Wassergehalt eingehalten werden. Als idealer Wassergehalt wird jener bezeichnet, bei dem sich die höchste Festigkeit und damit die höchste Frostbeständigkeit bei einer bestimmten Zementdosierung ergibt. Der ideale Wassergehalt liegt in der Regel auf der trockenen Seite des Proctor-Optimums.

5.1.4 Feinanteile

Der Feinanteil fördert, gemäss Aussagen aus den USA, das Schwinden von STABI [12] [13]. Der Grund dafür liegt im kleinen Korn (< 0.002 mm), das viel Wasser absorbiert, und dessen späte Verdunstung schliesslich zu einem grossen Schwindmass führt. Denn beim Verdunstungsprozess verkleinern sich die Gitterabstände des Tonmaterials (Montmorillonite). Dieser Faktor ist aber in der Praxis gegeben (Verwendung anstehender Böden). Er kann im Prinzip durch Zugabe fremder Bodenmaterialien gesteuert werden, was jedoch wegen hoher Kosten nicht praktiziert wird.

5.1.5 Einbautemperatur

Das Schwinden nimmt mit zunehmender Temperatur beim Mischen bzw. Einbau zu. Eine tiefere Einbau-Temperatur wäre daher von Vorteil. Allerdings können wir in der Praxis diesen Faktor aus finanziellen Ueberlegungen kaum beeinflussen.

5.1.6 Nachbehandlung

Das Anspritzen der STABI-Oberfläche mit einer Bitumenemulsion kurz nach dem Einbau, als Massnahme gegen zu schnelles Austrocknen der STABI, hat sich in der Schweiz eingebürgert. Diese Nachbehandlung der STABI ist zweckmässig und soll weiter praktiziert werden. Durch das verlängerte Feuchthalten der STABI wird der Schwindvorgang verzögert, und eine gleichmässige Festigkeitsentwicklung über den ganzen STABI-Querschnitt erreicht.

5.1.7 Ruhezeit

In der Praxis wird bis heute eine Ruhezeit von 5 bis 7 Tagen (je nach Witterungsverhältnissen) für frisch eingebaute STABI-Schichten vorgesehen. Die Ruhezeit ist für einen ungestörten Abbindeprozess der STABI bestimmt, und in dieser Zeit wird der Schwerverkehr untersagt. Ob diese Regel später für die Verringerung des Durchschlagens von Rissen gut ist, bedarf heute einer kritischen Neubeurteilung. Im Ausland sind positive Feldversuche durchgeführt worden, bei denen die STABI-Schichten sofort nach dem Einbau für den Verkehr freigegeben wurden. Gemäss der Berichterstattung seien dabei später weniger Risse aufgetreten. Es wird daher vorgeschlagen, die Ruhezeit zu verkürzen und die STABI-Schicht befahren zu lassen.

5.1.8 Befahren

Nach der Ruhezeit soll die STABI-Schicht möglichst befahren werden. Durch das Befahren mit Lastwagen oder Walzen entstehen Mikrorisse, wodurch die STABI-Schicht "entspannt" wird. Dadurch werden Makrorisse mit grossen Rissabständen und daher grossen Rissweiten vermieden, was zur Verringerung des Durchschlagens der Risse in bituminöse Beläge beiträgt. Dabei ist zu beachten, dass die Dicke der STABI bei einer mittelmässigen Untergrundtragfähigkeit von M_E = 15'000 kN/m2 den Wert von 200 mm nicht unterschreitet. Sonst besteht die Gefahr, dass die STABI-Schicht unzulässig beansprucht wird.

5.1.9 Ankerben

Das Ankerben der HGT ist seit 1986 in der Bundesrepublik Deutschland üblich. Die HGT unterscheidet sich sowohl in der Kornzusammensetzung als auch in der Festigkeitsanforderung von unserer STABI. Bei der HGT sind die Schwindrisse wegen der hohen Festigkeitsanforderung unvermeidlich. Daher ist das Ankerben eine Notwendigkeit, um Reflexionsrisse zu vermeiden. Das Ankerben bezweckt lediglich, Schwindrisse von Beginn an konzentriert in die Kerbfugen zu führen und so die wilden Risse zu vermeiden. Da der Kerbabstand nur 4 m beträgt, kann später die Veränderung einer Rissweite infolge jährlicher Temperaturschwankungen nicht mehr gross werden, so dass ein Durchschlagen der Risse mit grosser Sicherheit ausgeschaltet werden kann.

Nun haben wir nach den Erfahrungen der vergangenen 20 Jahre im STABI-Oberbau festgestellt, dass das Durchschlagen von Rissen zwar stellenweise aufgetreten ist, aber durchaus keine Regel darstellt. Wie in Kapitel 3 bereits erwähnt, bleiben die Reflexionsrisse oft bei langen Strecken der Strassen aus. Die gleiche Feststellung wurde auch in den USA gemacht: Dort sind seit 1950 tausende von Kilometern Strassen aus Soil-Cement ohne Ankerben erstellt worden, und auf den meisten Strecken sind wenige Reflexionsrisse festgestellt worden [12]. Fazit: Reflexionsrisse können offensichtlich auch ohne Ankerben der STABI vermieden werden.
Aus dieser Ueberlegung gelangen wir vorläufig zur Einsicht, die Massnahme "Ankerben" für unsere Praxis nicht zu empfehlen.

5.2. Bituminöse Beläge

Die Dicke des bituminösen Belages im STABI-Oberbau der Nationalstrassen beträgt zwischen 12 und 14 cm.

Die bisher ausgeführten STABI-Schichten im Kanton Zürich und den umliegenden Kantonen sind verhältnismässig dick und liegen zwischen 42 und 48 cm. Die in der Norm SN 640 324 (Dimensionierung Strassenoberbau) empfohlenen STABI-Dicken sind dünner (zum Beispiel 31 cm für die schwerste Verkehrslastklasse T5 auf der Tragfähigkeitsklasse S2 mit einen M_E von 15'000 bis 30'000 kN/m2).

Die STABI-Schicht weist eine sehr hohe Tragfähigkeit auf, so dass in den siebziger Jahren folgende "Funktionstrennung des STABI-Oberbaus" festgelegt wurde:
Der bituminöse Belag schützt die STABI und gewährleistet die Ebenheit und den Fahrkomfort, während die STABI allein die Tragfunktion übernimmt. Die anfangs durchgeführte Dimensionierung (STABI-Dicken: 42-48 cm) beruhte auf diesem Konzept, d.h. der bituminöse Belag wurde in der Dimensionierung auf Tragfähigkeit nicht berücksichtigt. Spätere eingehende Untersuchungen zeigten, dass die STABI-Dicke ca. um die Hälfte der bituminösen Belagsdicke reduziert werden könnte, wenn der Belag statisch berücksichtigt wird. Diese Berücksichtigung erfolgte in der demnächst erscheinenden Norm SN 640 324.

Das Konzept der Funktionstrennung führte dazu, dass der bituminöse Belag so dünn wie möglich ausgebildet wurde. Dies ist auch heute in finanzieller Hinsicht anzustreben. In Frankreich und vor allem in den USA sind die Dicken der bituminösen Beläge in der Regel kleiner als 12 cm.

Die Franzosen betrachten übrigens die Reflexionsrisse viel gelassener und ziehen eher dünne bituminöse Deckschichten vor. Hiezu ein Vergleich: die bituminösen Dicken von Regeloberbautypen der bundesdeutschen Richtlinien (RSTO 86) betragen 22 cm. Sie ist fast doppelt so dick wie diejenigen in Frankreich und bei uns. Solche Schichtdicken wurden in Strasbourg von den französischen Experten scherzhaft als Petrollager (gisements de pétrole) bezeichnet; sie sind sehr teuer.

Wir sind der Auffassung, dass mit einem geeigneten bituminösen Belag und einer angemessen hergestellten STABI in den meisten Fällen keine wesentlichen Rissprobleme entstehen, da Reflexionsrisse auf ein Minimum reduziert werden können.

Zur Vermeidung bzw. Verringerung von Reflexionsrissen in bituminösen Belägen sind im Prinzip folgende Anforderungen an die bituminösen Beläge zu stellen:

- Die bituminösen Beläge müssen in erster Linie eine ausreichende Dehnfähigkeit aufweisen, um die Rissweite der STABI schadlos überbrücken zu können. Dafür sind zu harte Bindemittel, wie sie in den vergangenen Jahren oft als Massnahme gegen Spurrillen verwendet worden sind, nicht geeignet. Die Penetration des Bindemittels darf auf keinen Fall kleiner als 60 sein. Zu empfehlen wären Bindemittel von B 80/100 für Verschleissschichten. Bindemittelreichere Beläge sind - bei genügender Stabilität - geeigneter als bindemittelarme Beläge, um Reflexionsrisse zu überbrücken.

- Die bituminösen Beläge müssen eine genügende Stabilität aufweisen, um unerwünschte Belagsverformungen infolge schweren Verkehrs bei hoher Belagstemperatur zu vermeiden. Dafür sind ein optimales Korngerüst und ein optimaler Hohlraumgehalt anzustreben.

- Die bituminösen Beläge müssen so wenig wie möglich alterungsanfällig sein. Ein zu grosser Hohlraumgehalt führt zu rascherer Bindemittelalterung. Im allgemeinen scheint Teerbitumen alterungsanfälliger zu sein als Reinbitumen gleicher Konsistenz.

5.3 Neue Vorschläge

5.3.1 Zusatzmittel in Zement

Durch eine Zugabe von Zusatzmitteln (NaCl, $CaCl_2$, Zucker, Flugasche, $MgSo_4$, $CaSo_4$, Na_2So_4 usw.) können Schwindrisse verringert werden. Diese Feststellung geht aus den Untersuchungen in den USA hervor [7] [11] [12] [13]. Diese Zusatzmittel wirken im Prinzip als Verzögerer oder Quellmittel. Bei der Herstellung von STABI sind bei uns bis heute keine Zusatzmittel im Portlandzement beigemengt worden. Es wird vorgeschlagen, dass auch bei uns die Wirkungen von Zusatzmitteln zuerst labormässig untersucht werden. Je nach den im Labor erzielten Ergebnissen sollte dann entschieden werden, ob entsprechende Versuchsstrecken erstellt werden. Wichtig für die mit Zusatzmitteln hergestellte STABI ist deren Frostbeständigkeit und Dauerhaftigkeit.

5.3.2 Gleitschicht

Eine Gleitschicht aus bituminösen Materialien zwischen der STABI-Schicht und dem bituminösen Belag muss die Risse der STABI so überbrücken, dass sie nicht mehr in den bituminösen Belag durchschlagen können. Die Gleitschicht könnte zB. aus einer Oberflächenbehandlung bestehen. Das Bindemittel soll dehnung-entlastende Eigenschaften aufweisen, und gleichzeitig in der Lage sein, horizontale Schubkräfte (aus Radlasten) zu übertragen. Die optimale Zusammensetzung dieser Schicht muss noch erprobt werden.

LITERATUR

[1] Tiefbauamt des Kantons Zürich
"Anwendung von zementstabilisierten Oberbauten
bei bituminösen Belägen"
Weisung des Kantonsingenieurs vom 20. November 1984

[2] Strasse und Verkehr 1/82
"Erfahrung mit dem vollstabilisierten Oberbau im
Kanton Zürich"
von J. Grünenfelder/F.L. Yang

[3] VSS-Forschungsauftrag 29/79
"Tragfähigkeitsmessungen des vollstabilisierten
Oberbau auf der N1, Zürich - Winterthur
Forschungsstelle: IGB, ETHZ (Dr. M. Caprez)

[4] VSS-Forschungsauftrag 26/80
"Einfluss von Rissen auf die Tragfähigkeit des
zementstabilisierten Oberbaus"
Forschungsstelle: Ingenieurbureau Heierli AG, (F.L. Yang)

[5] Mathias Blumer
Gutachten, Belagsschäden N7
Kefikon - Pfynerbrücke, Kanton Thurgau

[6] A. Müller
Oberbau im Abschnitt Attikon - Frauenfeld der N7
Strasse und Verkehr Nr. 2/75

[7] Barksdale and Vergnolle
"Expansive Cement Stabilization of Bases"
HRR 1968

[8] Guidicetti, F
"N12, Thörishaus-Weyermannshaus; Risse im Belag"
Interner Bericht des Autobahnamtes, Kanton Bern, 1979

[9] Mathias Blumer
Gutachten
Belagsschäden auf der N4.2
Rotkreuz bis Faenn
Tiefbauamt des Kantons Zug 1986

[10] Mathias Blumer
Gutachten
Heissmischtragschicht HMT N4.1
Verzweigung Blegi-Kantonsgrenze Zürich
Tiefbauamt des Kantons Zug 1987

[11] K.P. George, University of Mississippi
"Shrinkage Cracking of Soil-Cement Base"
Theoretical and Model Studies HRR 351, 1971

[12] L.T. Norling, Portland Cement Association
"Minimizing Relfective Cracks in Soil-Cement Pavements"
A Status Report of Laboratory Studies and Field Practitves
HRR 1973

[13] W.H. Wang Ohio University
"Use of Additives And Expansive Cements For Shrinkage Crack
Control in Soil-Cement: A Review"
HRR 1973

[14] VSS - Forschungsauftrag 25/80
"Bodenstabilisierung mit Zement, Vergleichsuntersuchungen Labor-Feld"
Forschungsstelle: Betonstrassen AG, 5103 Wildegg (L.B. Fetz)
Baustoffprüfinstitut LPM AG, 5712 Beinwil am See
(Dr. B. Romer)