Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Vergleich von Oberbauvarianten für Kantons- und Gemeindestrassen

Versuch Nr. 3 auf der Rundlaufanlage der ETHZ

Comparaison de superstructures routières pour routes cantonales et communales

Essai No. 3 sur le manège de fatigue de l'EPFZ

Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau
IVT an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

I. Scazziga, dipl. Ing. ETHZ
Ch. Treboux, dipl. Ing. EPFL

Forschungsaufträge 35/80, 17/85

Schlussbericht, August 1994

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
	ZUSAMMENFASSUNG	iii
	RÉSUMÉ	iv
	ABSTRACT	v
1.	AUFTRAG UND ZIEL	1
2.	EINTEILUNG UND AUFBAU DER VERSUCHSFELDER	2
	2.1 Grundsätzliches, Anzahl und Abmessungen	2
	2.2 Dimensionierung der Versuchsfelder	2
3.	EINBAU DER VERSUCHSFELDER	7
	3.1 Vorbereitung des Planums	7
	3.2 Einbau der Fundationsschicht	7
	3.2.1 Zementstabilisierung Feld 24	7
	3.2.2 Kiessand rund und gebrochen Felder 31, 32, 33 und 34	8
	3.3 Einbau der Beläge	11
4.	BETRIEB	13
	4.1 Fahrbetrieb	13
	4.2 Temperaturen	15
	4.3 Periodische Messungen	15
	4.4 Lastverteilung auf der Strasse	15
	4.5 Baumassnahmen	17
	4.5.1 Erste Reparatur der Felder 31 und 32	17
	4.5.2 Zweite Reparatur der Felder 31 und 32	20
	4.5.3 Entgültiger Zustand der Felder 31 und 32	20
5.	MESSERGEBNISSE	22
	5.1 Querprofilmessungen	22
	5.2 Längsprofilmessungen	26
	5.2.1 Profiländerungen	26
	5.2.2 Ebenheit und Befahrbarkeit	26
	5.3 Deflektionsmessungen	32
	5.3.1 Dynamische Deflektionsmessungen mit dem Schwinger	32
	5.3.2 Statische Deflektionsmessungen mit dem Benkelman-Balken	32
	5.3.3 Veränderung der Deflektionswerte über die Versuchsdauer	35

5.3.4 Korrelation Schwinger - Benkelman-Balken 35
5.3.5 Deflektionsmessungen unter rollender Last 38

5.4 Dehnungsmessungen 40
5.4.1 Messprinzip und Auswertung 40
5.4.2 Betriebsbereitschaft der DMS 42
5.4.3 Einflussfaktoren 42

6. INTERPRETATION DER MESSERGEBNISSE 45
6.1 Einleitung 45
6.2 Deflektionsmessungen 45
6.3 Bleibende Verformungen der Strasse 46
6.4 Befahrbarkeitswert 48
6.5 Dehnungsmessungen (DMS) 50
6.5.1 Allgemeines 50
6.5.2 Messkampagne vom 25. Juli 1985 50
6.6 Kontrolle der Gebrauchsdauererwartung der Versuchsfelder 53
6.6.1 Zielsetzung 53
6.6.2 Annahme und Vorgehen 53
6.6.3 Berechnung der Gebrauchsdauererwartung 54
6.7 Bestimmung der Materialkoeffizienten 55
6.8 Anwendung eines Mehrschichtenmodells 57

7. AUSBAU DER VERSUCHSFELDER 60
7.1 Durchführung der Ausbauarbeiten 60
7.2 Messergebnisse 60

8. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND WICHTIGSTE ERGEBNISSE 62
8.1. Tragfähigkeit 62
8.2 Generelles Verhalten der Versuchsfelder / Befahrbarkeit 63
8.3 Dimensionierung 64
8.4 Hinweise für die Dimensionierungsnormen 64
8.5 Schlussbetrachtungen 65

LITERATURVERZEICHNIS 66

VERZEICHNIS DER BEILAGEN 67

ZUSAMMENFASSUNG

Bei einem 3. Versuch auf der Rundlaufanlage der ETHZ wurden folgende Ziele befolgt:

- Vergleich von zwei Materialien (Kiessand rund und gebrochen) in Oberbaustrukturen für Kantons- und Gemeindestrassen (je mit unterschiedlich dicken Belägen),
- Weiterführung der Untersuchungen am zementstabilisierten Oberbau mit fortgesetzter Belastung eines Feldes aus dem 2. Versuch,
- Eventuelle erste Untersuchungen über die Wirkung verschiedener Erhaltungsmassnahmen im Bereich der zuerst beschädigten Felder.

Der im August 1983 begonnene Versuch wurde im September 1986 nach ca. 3.8 Millionen Ueberrollungen von 50 und 60 kN abgebrochen. Bezogen auf eine Gebrauchsdauer von 20 Jahren, und in Anwendung der AASHTO-Lastäquivalenzfaktoren, entspricht dies einer täglichen äquivalenten Verkehrslast TF von 1800 für die Felder mit ungebundener Fundationsschicht und von 2600 für das zemenstabilisierte Feld.

Periodisch wurden verschiedene Untersuchungen, wie die Messungen des Längs- und Querprofils, der Deflektionen und der Dehnungen durchgeführt, um die Entwicklung der Verformung, der Rissbildung und des generellen Zustandes der Felder zu verfolgen. Labor- und Feldversuche an den eingebauten Materialien und Schichten am Versuchsanfang und -Ende rundeten das Untersuchungsprogramm ab.

Die Hauptergebnisse können wir folgt zusammengefasst werden:

- In einem Oberbau mit ungebundener Fundationsschicht ist eine 30 cm dicke Sicht aus 100%-ig gebrochenem Kiessand gleichwertig mit 40 cm rundem Kiessand .
- Bei der Dimensionierung nach der AASHTO-Methode kann für Zementstabilisierungen mit einem Materialkoeffizienten von 0.30 gerechnet werden.
- Ein Unterschied von 60 mm in der Dicke des Belages kann zu einem mindestens vierfachen Verhältnis bei der Gebrauchsdauer führen.
- Die Entwicklung im Verhalten der untersuchten Oberbauten kann sehr gut anhand des Befahrbarkeitswertes verfolgt werden. Unterschiedlich tragfähige Strukturen haben deutliche Unterschiede im Verlauf der entsprechenden Verhaltenskurven.
- Die Rundlaufanlage hat sich auch als Instrument für die Untersuchung der Wirkung verschiedener Erhaltungsmassnahmen bewährt.

RÉSUMÉ

Le 3. essai sur le manège de fatigue de l'EPFZ a eu les buts suivants:

- comparaison de deux matériaux (grave ronde et concassée) dans des superstructures pour routes communales et cantonales (avec épaisseur différente du revêtement),
- poursuite des études sur superstructures stabilisées au ciment par continuation du chargement sur un champ repris du 2ème essai,
- premières études éventuelles sur l'effet de différentes mesures d'entretien nécessaries sur les champs endommagés les premiers.

L'essai commencé au mois d'août 1983 a été arrêté au mois de septembre 1986 après environ 3.8 millions de passages de charges de 50 et 60 kN. Ceci représente, par rapport à une durée d'utilisation de 20 ans et en application des coefficients d'équivalence des charges selon AASHTO, un trafic pondéral équivalent jouranlier TF de 1800 pour les champs avec couche de fondation non traitée et de 2600 pour le champ stabilisé au ciment.

Un ensemble de mesures comprenant le profil en long et en travers, les déflexions et les déformations dans les couches a été repété périodiquement pour le suivi de l'évolution des déformations, de la fissuration et de l'état général des champs. Des essais en laboratoire et in situ sur les matériaux et les couches au début et à la fin de l'essai on complété le programme d'investigations.

Les résultats principaux peuvent être récapitulés comme suit:

- Dans une structure souple une couche de fondation de 30 cm d'épaisseur en grave concassée est équivalente à 40 cm de grave ronde.
- Dans le cas du dimensionnment selon la méthode AASHTO on peut utiliser un coefficient de 0.30 pour les matériaux stabilisés au ciment.
- Une différence de 60 mm dans l'épaisseur des enrobés peut conduire au minimum à un rapport de 4 pour les durées d'utilisation correspondantes.
- L'indice de viabilité est un très bon indicateur pour le suivi du comportement des structures étudiées. Des structures de portance différente se distinguent clairement par la forme des courbes d'évolution correspondantes.
- Le manège de fatigue a démontré son aptitude comme instrument de recherche pour des études sur le comportement de différentes techniques d'entretien.

ABSTRACT

The third test on the circular track of ETH in Zurich had the following objectives:

- comparison of two subbase materials (round and crushed gravel) in pavement structures for municipal and cantonal roads (with different thickness of the bituminous layers),
- further studies on cement treated materials by continued testing of a structure remaining from the previous second test,
- eventually first studies on the effects of different rehabilitation techniques needed on early failed fields.

The test started in August 1983 was completed in September 1986 after about 3.8 million repetitions of a 50 and 60 kN load. Based on a design life of 20 years and in application of AASHTO axle load equivalency factors, the load applications during the test correspond to a daily value of 1800 ESAL's for the fields with untreated base and to a daily value of 2600 ESAL's for the field with a cement treated base.

Different measurements such as longitudinal and transverse profiles, deflections and strains in the materials were conducted periodically for monitoring the evolution of deformations, cracking and the general distress state of the fields. Laboratory and field tests on materials and layers at the beginning and at the end of the test were also a part of the program of investigations.

The main results of the test can by summarized as follows:

- A 30 cm thick layer of crushed gravel is equivalent to a 40 cm thick layer of round gravel in a flexible pavement with untreated subbase.
- A layer coefficient of 0.30 can be used for cement-treated materials when using the AASHTO method for pavement design.
- A difference of 60 mm in the total thickness of bituminous layers can lead to a ratio of at least 4 between the corresponding design lifes.
- The Present Serviceability Index is a very useful tool for monitoring the behaviour of the tested structures. Performance curves of structures with different bearing capacities are very distinct from one another.
- The circular test track has proven to be a suitable instrument for studies on the effects of different rehabilitation treatements.

1. AUFTRAG UND ZIEL

Das Institut für Strassen-, Eisenbahn- und Felsbau an der ETH Zürich ISETH (seit 1.4.1985 Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau IVT) wurde mit Schreiben vom 27. 10. 1985 vom Eidg. Departement des Innern mit der Durchführung eines 3. Versuchs auf der Rundlaufanlage beauftragt, um Oberbautypen für die Anwendung auf Kantons- und Gemeindestrassen zu untersuchen.

Die ursprüngliche Variante des Versuchs hatte die Verwendung von 3 verschiedenen Materialien für die Fundationsschicht vorgesehen :

- Kiessand rund
- Kiessand 100 % gebrochen
- Zementstabilisierung (hydraulisch gebundene Fundationsschicht).

Beim Abbruch des vorausgegangenen zweiten Versuchs - mit Untersuchung des Verhaltens von zementstabilisierten Fundationsschichten als Hauptzweck - erwies es sich als sinnvoll, eines von zwei immer noch in gutem Zustand befindlichen Feldern im Versuch zu belassen, um durch weitere Lastüberrollungen während des 3. Versuchs zumindest den Eintritt eines deutlichen Schadenszustandes erreichen zu können.

Die vom Institut in diesem Sinne vorgebrachte Absicht wurde von der Subkommission "Rundlauf" der K 12 "Dimensionierung" der VSS*) unterstützt und von der Gesamtkommission K 12 genehmigt. Als Folge dieses Beschlusses wurden nun nur noch 4 neue Felder eingebaut unter Verzicht auf die 2 vorgesehenen Felder mit einer Zementstabilisierung.

Als Ziel des Versuchs müssen deshalb neu genannt werden :

- der Vergleich von zwei Materialvarianten in Oberbauten realistischer Dicke für die Bereiche von Kantons- und Gemeindestrassen
- die Fortsetzung der Untersuchungen an einem Feld mit Zementstabilisierung aus dem 2. Versuch, um gesichertere Aussagen (nach Belastungswiederholungen bis zum Schaden) über deren Langzeitwirkung zu ermöglichen
- eventuelle erste Untersuchungen der Auswirkung von Unterhaltsmassnahmen (Belagserneuerung, Verstärkung) im Bereich der zuerst beschädigten Felder.

*) Die im Zeitpunkt des Versuches gültige Bezeichnung der Kommission, heute FK 273.

2. EINTEILUNG UND AUFBAU DER VERSUCHSFELDER

2.1 Grundsätzliches, Anzahl und Abmessungen

An den Abmessungen der Rundlaufanlage in Dübendorf (ZH) wurde seit dem ersten Versuch [1] im Jahre 1979 nichts verändert. Die Anzahl der Versuchsfelder und die allgemeine Einteilung wurden beibehalten. Von den ingesamt fünf Feldern wurde eines aus dem zweiten Versuch [2] unverändert übernommen (Nr. 24). Die Versuchsfelder (Nr. 24, 31, 32, 33 und 34) haben je eine effektive Länge von 18 Metern auf der Mittellinie. Die Transitionszonen trennen die verschiedenen Messstrecken (siehe Abb. 1); sie sind in vier Fällen 1.5 m lang, in einem Fall beträgt die Länge 4.5 m.

In den vier neu erstellten Feldern (siehe Abb. 2) wurde bei zweien eine Fundationsschicht aus gebrochenem Material (gebr. Mat.) und bei den anderen zwei eine Fundationsschicht aus rundem Kiessand (KS rund) eingebaut. Der Belag besteht bei allen Feldern aus einer Deckschicht TA 16 (Teerasphalt, $\varnothing_{max}$ = 16 mm) und zusätzlich einer Tragschicht HMT 30 (Heissmischtragschicht, $\varnothing_{max}$ = 30 mm) in den Feldern 33 und 34 . Das Feld 24 behält seine ursprüngliche Struktur aus dem zweiten Versuch [2], mit 25 cm Zementstabilisierung als Fundationsschicht und zwei Schichten TA 10 und TA 16 als Deck- und Tragschicht. In allen Feldern wurde ein Bereich von 6 m als Instrumentierungszone gewählt; darin sind die Messinstrumente wie Temperaturfühler und Dehnmessstreifen (DMS) eingebaut.

2.2 Dimensionierung der Versuchsfelder

Vorstellungen über die mögliche Gebrauchsdauer der einzelnen Versuchsstrecken lassen sich aufgrund der AASHTO-Dimensionierungsmethode [3] in Zahlen ausdrücken. Allerdings müssen diese Werte insofern grundsätzlich in Frage gestellt werden, als es die eigentliche Zielsetzung der Versuche ist, eben diese Gebrauchsdauer zu bestimmen. Die "Geschichte" aller Versuchsfelder wird in der Folge diese Werte entkräften oder bestätigen.

Die Gebrauchsdauer nach AASHTO-Dimensionierungsrichtlinien ist in Tabelle 1 für zwei verschiedene Tragfähigkeitswerte auf dem Planum gerechnet. Der erste Wert (CBR = 10%, S = 4.2) entspricht der geplanten Tragfähigkeit, der zweite Wert (CBR = 20%, S = 5.5)

berücksichtigt den Extremfall einer möglichen Zunahme der Tragfähigkeit während der Betriebsdauer. Beim Ausbau des dritten Versuchs wird die Tragfähigkeit nochmals gemessen, um die eventuellen Tragfähigkeitsverbesserungen feststellen zu können.

In diesem dritten Versuch liegen die Stärkenindizes zwischen 6.84 und 9.68, die Streuung ist also kleiner als beim zweiten Versuch (6.82 / 11.22). Schon jetzt kann festgehalten werden, dass Feld 24 bereits im zweiten Versuch 2'500'000 Überrollungen über sich ergehen lassen musste, dabei aber noch keinen nennenswerten Schaden erlitten hat (PSI = 4.00).

Tabelle 1: Gebrauchsdauerprognose der Versuchsfelder nach AASHTO-Dimensionierung

Material-art	Material-koeffizient	**Feld 24**	**Feld 31**	**Feld 32**	**Feld 33**	**Feld 34**
	a	Schicht-dicke d (cm) a*d	Schicht-dicke d (cm) a*d	Schicht-dicke d (cm) a*d	Schicht-dicke d (cm) a*d	Schicht-dicke d (cm) a*d
AS, VS	0.44	8 3.52	6 2.64	6 2.64	12 5.28	12 5.28
KS	0.11			40 4.40	40 4.40	
ZS	0.22	25 5.50				
KSG	0.14		30 4.20			30 4.20
Stärkenindex SN	(cm)	9.02	6.84	7.04	9.68	9.48
	(inch)	3.55	2.70	2.77	3.81	3.73
CBR 10%	W	1'300'000	280'000	300'000	2'100'000	2'000'000
	TF	180	38	40	290	270
CBR 20%	W	3'600'000	730'000	850'000	6'200'000	5'500'000
	TF	500	100	120	850	750

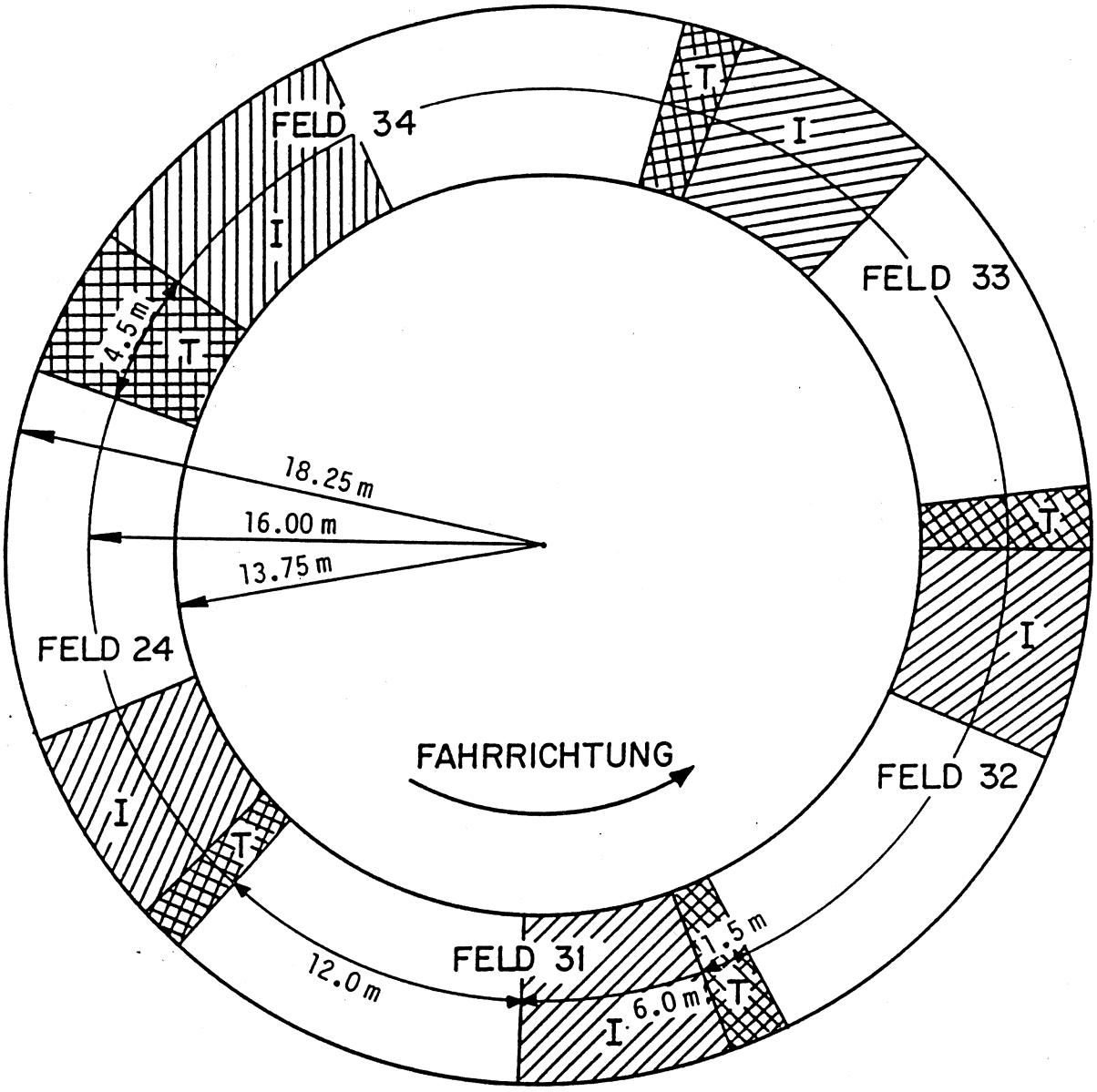


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Unterteilung der Versuchspiste in Unterabschnitte (Felder) mit verschiedenem Aufbau (I = Instrumentierung, T = Transitionszone)

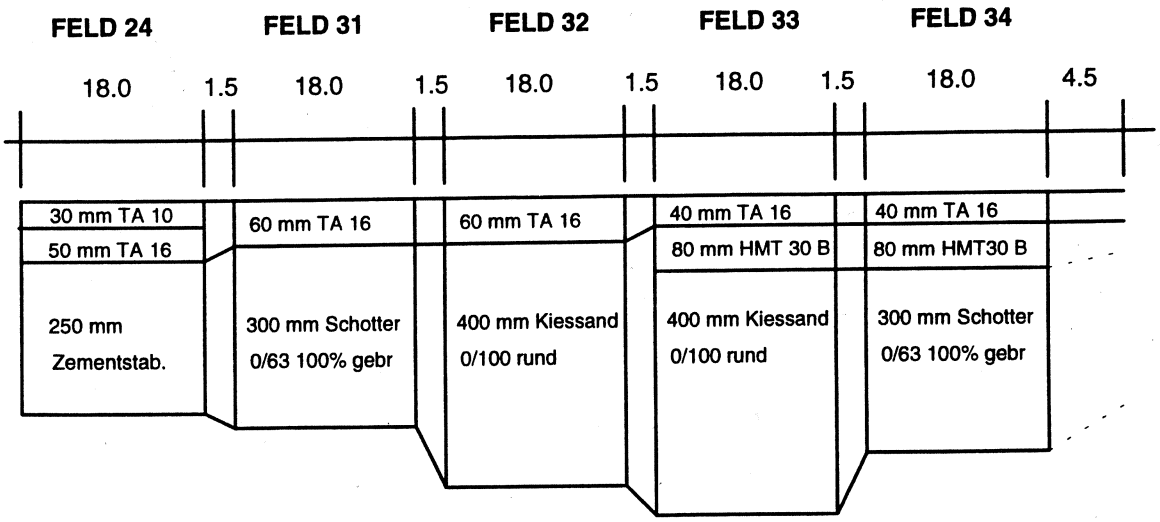


Abbildung 2: Längsschnitt (schematisch) durch die Versuchsfelder (Längen in m)

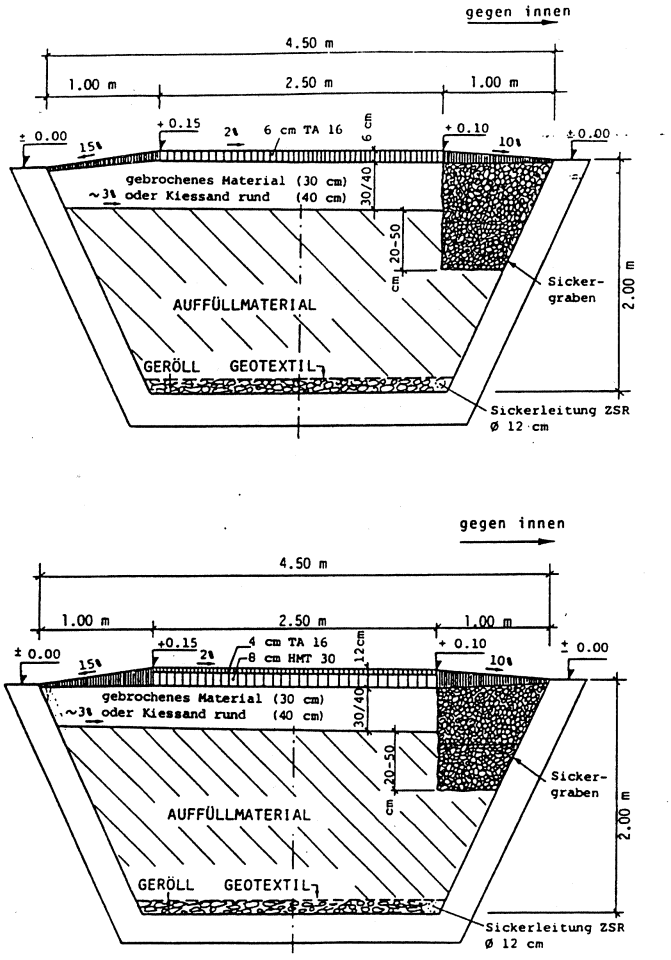


Abbildung 3: Normalprofile der Versuchsfelder

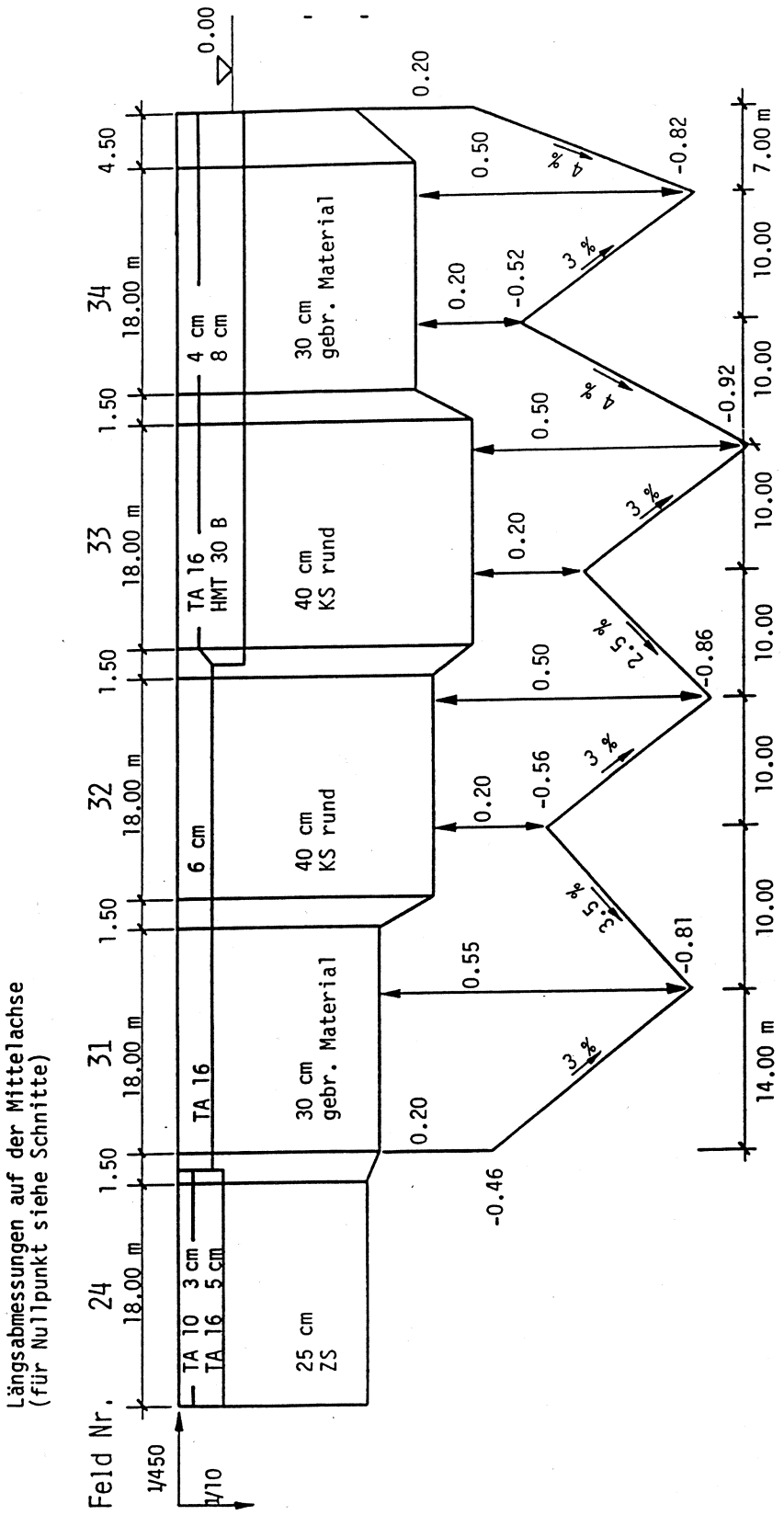


Abbildung 4: Tiefe der Sickergräben

3. EINBAU DER VERSUCHSFELDER

3.1 Vorbereitung des Planums

Das anstehende Auffüllmaterial wurde bis zu einer Tiefe von ca. 0.5 m durchgemischt (Abb. 5). Die Erstellung des Grobplanums (Abb. 6) erfolgte ab 10. Aug. 1983 mit Hilfe einer Walze vom Typ Bomag 90 Vibro (1'300 kg). Am letzten Tag ging noch ein Gewitter nieder, am darauffolgenden Tag wurde das Feinplanum erstellt, wobei für die Verdichtung wiederum dieselbe Walze verwendet wurde. Erste M_E-Versuche konnten am Nachmittag nach 2 Stunden Regen durchgeführt werden. Am nächsten Tag wurden sie fortgesetzt. Die Ergebnisse (siehe Beilage 1) zeigen, dass die Tragfähigkeit unterhalb des Richtwertes von 15'000 kN/m^2 lag, was z. T. auf die Durchnässung nach den erwähnten Regenfällen zurückzuführen ist. In einigen Abschnitten zeigten sich auf dem Planum beim Verdichten sogenannte "Gummi-Matrazen"-Effekte.

Als Neuheit gegenüber dem Normalprofil bei den bisherigen Versuchen wurde ein Sickergraben entlang der vier neuen Felder 31, 32, 33 und 34 eingebaut (Abb. 3 und 4). Dieser Graben liegt auf der Innenseite der Piste und ermöglicht eine schnellere und effizientere Entwässerung des Oberbaus und des Planums. Er ist mit der unteren Sickerschicht und der Sickerleitung in vier Tiefpunkten verbunden und mit Magerbeton aufgefüllt (Abb. 7 und 8). Eine vertikale, gelochte Leitung stellt die direkte Verbindung zwischen dem Sickergraben und der Sickerschicht am Wannenboden her und gestattet die Kontrolle der Höhe des Wasserspiegels. Das Feld 24 wurde nicht mit diesem Sickergraben ausgerüstet, um die Bildung von Rissen und andere Schäden zu vermeiden.

3.2 Einbau der Fundationsschicht

3.2.1 Zementstabilisierung - Feld 24

Das Feld 24 stammt noch aus dem zweiten Versuch. Für die Zementstabilisierung wurde Material mit der gleichen Herkunft wie beim ersten Versuch im April 1980 eingebaut. Die Einbaukontrolle erfolgte durch eine Equipe der Firma Betonstrassen AG.

Ein wesentliches Ergebnis der verschiedenen Kontrollen und Beobachtungen (Beilage 2) war die Inhomogenität des angelieferten Materials (schwankender Wassergehalt des ohne Wasserzugabe aufbereiteten Mischgutes 0/50), welche sich auch in unterschiedlichen Festigkeiten äusserte. Diese Ergebnisse deuten auch auf eine variable und sonst zu hohe PC-Dosierung hin.

In mittleren Bereich der Fahrbahn erfolgte die Verdichtung mit einer BOMAG-Walze von 1'300 kg, im Schulterbereich mit einer solchen von 425 kg. Die Abspritzung mit Emulsion wurde spätestens drei Stunden nach Einbauende durchgeführt.

3.2.2 Kiessand rund und gebrochen - Felder 31, 32, 33 und 34

Das Material für diese Fundationsschichten war einerseits Kiessand rund 0/100, der als Kiessand II einzustufen ist und ein 100% -ig gebrochener Kiessand 0/63 aus dem Raume Walensee (Schotterwerk Mühlehorn; Zusammensetzung aus einzelnen Komponenten), welcher der Qualität Kiessand I entspricht. Die Kornverteilung beider Materialien ist in Beilage 3 dargestellt (Abb. 9).

Der Einbau erfolgte am 12. August 1983, wobei für die Verdichtung die Walze vom Typ BOMAG 90 Vibro (1'300 kg) mit Vibration eingesetzt wurde. Ein am selben Tag durchgeführter M_E-Versuch ergab ein vielversprechendes Ergebnis (M_E-Wert = 70'000 kN/m^2). Ein am Morgen des 15.8. unternommener Versuch einer besseren Verdichtung durch die Anwendung einer Vibrowalze BOMAG BW 200 (8'000kg) ging völlig daneben (Reflexion der Vibrationen in der Betonwanne) und verursachte eine Auflockerung des Materials. Die M_E-Werte waren dementsprechend (ca. 9'000, bzw. 14'000 kN/m^2). Als Gegenmassnahme wurde dann wieder während 2 Stunden statisch verdichtet (Pneuwalze Scheid Clark Rw 80 8'000 kg, Glattwalze Hamm DLH 10/12'500 kg), was die M_E-Werte wieder ansteigen liess. Mit der Glattwalze wurde am 16.8. nochmals während 2 Stunden verdichtet, um ein besseres Ergebnis zu erzielen. Wenn teilweise der übliche Grenzwert von 80'000 kN/m^2 nicht erreicht wurde, so ist dies auf die schlechte Tragfähigkeit des Planums und auf die geringe Dicke der Fundationsschichten zurückzuführen. Trotzdem konnte im Vergleich zu den Planum-Werten eine Erhöhung der M_E-Werte von ca. 15'000-25'000 kN/m^2 pro 10 cm Fundationsschicht erreicht werden.

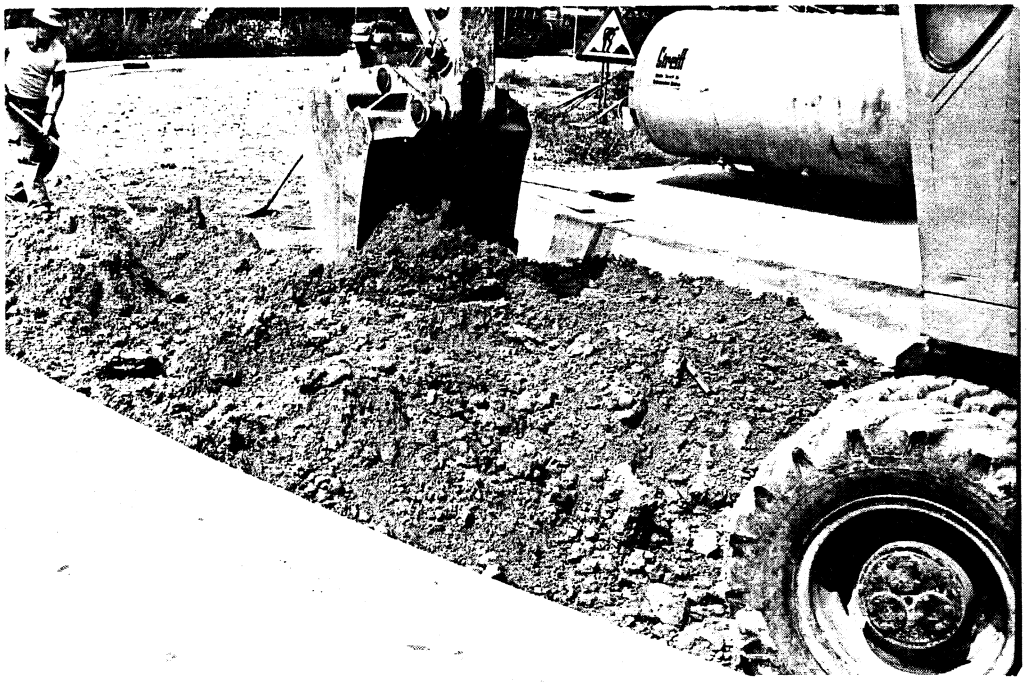


Abbildung 5: Durchmischung des anstehenden Untergrundmaterials

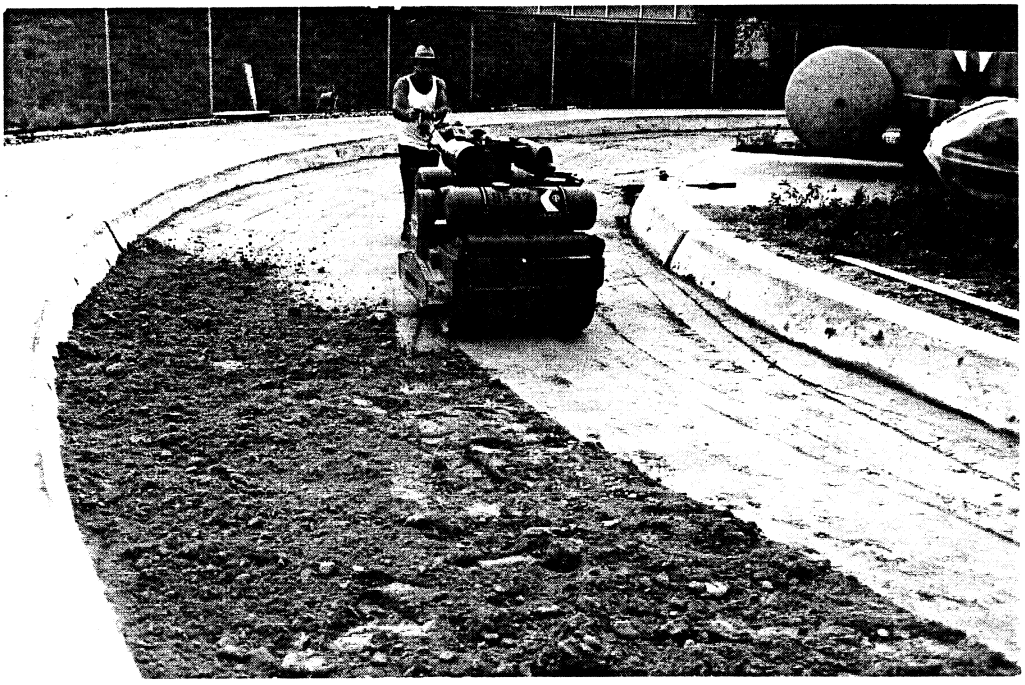


Abbildung 6: Vorbereitung des Roh-Planums

Abbildung 7: Auffüllen der Sickergräben mit Magerbeton

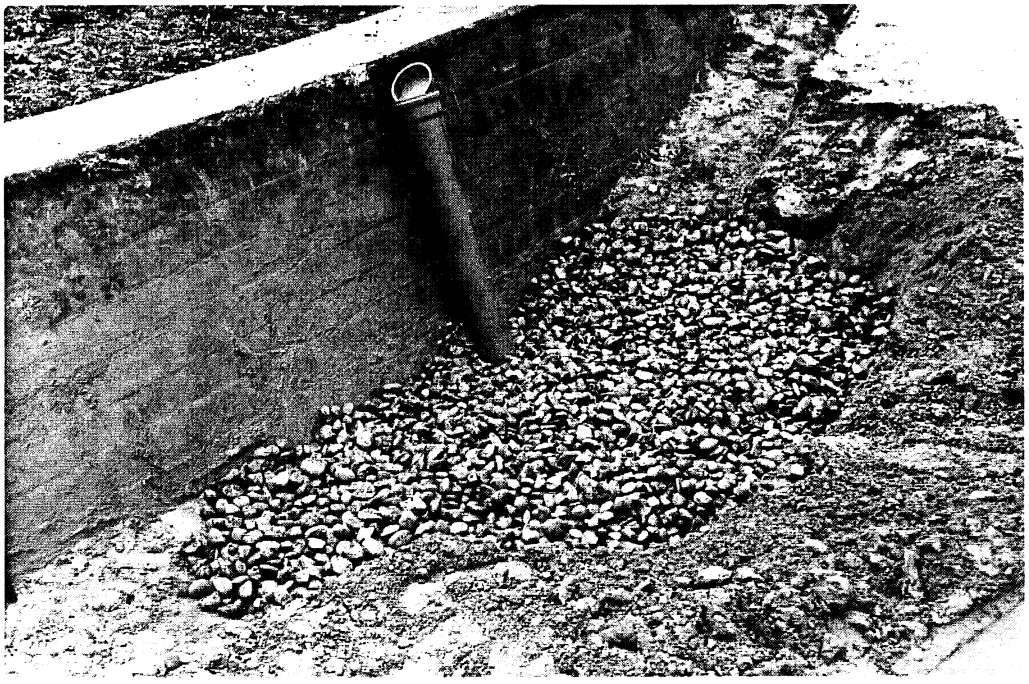


Abbildung 8: Vertikales Sickerrohr im Sickergraben

Abbildung 9: Einbau (Verteilung) der gebrochenen Fundationsschicht auf Feld 34

3.3 Einbau der Beläge

Im Feld 24 wurde am 29.4.1980 ein TA 16 als Ausgleichschicht (Tragschicht) und am 2.5.1980 ein TA 10 als Verschleissschicht (Deckschicht) eingebaut. Das Bindemittel TB 2000 wurde in Anlehnung an die im Kanton Zürich damals für Hauptstrassen übliche Praxis gewählt. In den Beilagen 4 und 5 sind die Sieblinien beider Beläge angegeben. Der Bindemittelgehalt betrug 6.02% beim TA 10 und 5.36% beim TA 16.

Der Einbau des Belages auf den Feldern 31 bis 34 erfolgte am 17.8.1983. Am Vormittag wurde auf den Feldern 33 und 34 als untere Schicht ein Mischgut der Sorte HMT B 30s eingebaut und am Nachmittag auf allen neuen Feldern (31 bis 34) ein Mischgut der Sorte TA 16. Der verwendete Fertiger war vom Typ Vögele Super 1704 TV 475.

Für die Einbaukontrolle wurden Bohrkerne entnommen sowie Marshallproben mit den gelieferten Mischungen hergestellt. Die Sieblinien beider Mischungen sind in den Beilagen

6 und 7 dargestellt. Der Bindemittelgehalt betrug 3.65% bei der Sorte HMT 30s und 5.54% bei der Sorte TA 16.

Die Ergebnisse der Untersuchungen an den Marshallproben sind in der folgenden Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2: Ergebnisse der Untersuchungen an den Marshallproben

Feld	Feld 24		Felder 31-34	
Materialart	TA 10	TA 16	HMT B	TA 16
Richtwerte der Marschall-Proben [g/cm]	2.339	2.361	2.349	2.404
Stabilität SM [kN]	16.4	13.6	12.0	14.6
Fliessen FM [mm]	2.8	2.8	2.2	2.6

Die Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen (Rohdichte, Schichtdicke) sind in Beilage 8 dargestellt.

Die Ebenheitseigenschaften (siehe die Werte pro Feld in Tabelle 3) wurden aus der Analyse des Längsnivellements (Kap 5.2) auf der Mittellinie ermittelt und zeigen ein gutes Ergebnis für die Felder 33 und 34 (zweischichtiger Belag) und eine schlechte Qualität auf den Feldern 31 und 32 (einschichtiger Belag).

Tabelle 3: Längsebenheitswerte nach dem Einbau

Messstrecke Nr.	S_W-Wert (o/oo)	PSI-Wert
24	1.85	4.04
31	3.07	3.38
32	2.64	3.59
33	2.02	3,94
34	1.12	4.52
Mittelwert, alle Felder	2.14	3.89

4. BETRIEB

4.1 Fahrbetrieb

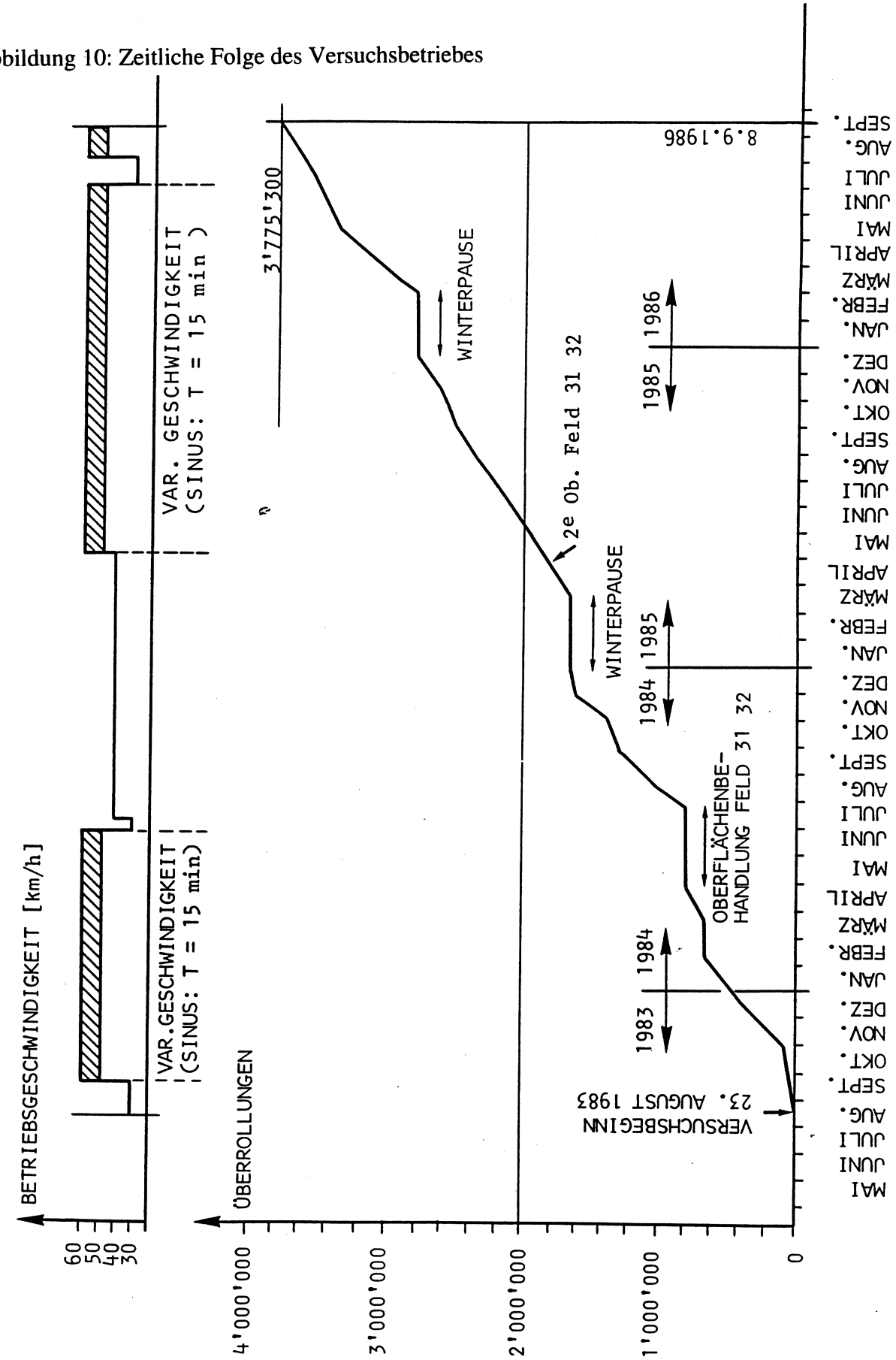
Nach den ersten Messungen am 23.8.1983 begann der regelmässige Fahrbetrieb, der im ganzen sechs mal für eine längere Zeit unterbrochen wurde. Drei Unterbrüche betrafen die Winterpausen 1983/84, 1984/85 und 1985/86, daneben erforderten verschiedene Reparaturen an den Feldern 31 und 32 drei weitere Unterbrüche. Im Winter verhindern einerseits Schnee und Eis den Betrieb, andererseits verursacht eine tiefe Temperatur einen steiferen Oberbau, der unter den Lasten weniger empfindlich ist. Die verschiedenen Reparaturen werden im Kapitel "Baumassnahmen" (4.5) im Detail erklärt.

Abgesehen von diesen Unterbrüchen konnte der Fahrbetrieb ohne spezielle Probleme dauernd aufrecht erhalten werden. Das Aufbringen von ca. 3'775'300 Überrollungen benötigte drei Jahre, was einer durchschnittlichen monatlichen Belastung zwischen 100'000 und 110'000 Überrollungen entspricht.

Um eine strengere Belastung auf den Versuchsfeldern zu bewirken, wurde ab 25.7.85 bis Versuchsende am 8.9.1986 die Radlast von 50 kN auf 60 kN erhöht. Da beim Gefrieren von Wasser in den Wassertanks Probleme auftreten könnten, wurden mit Sand gefüllte Betonträge zwischen die zwei Wassertanks montiert. Die Anzahl der tatsächlichen Belastungen betrug bei Versuchsende 3'775'300. Sie ergibt sich aus 2'222'600 Überrollungen mit einer Radlast von 50kN (10 T-Achse) und 1'552'700 Überrollungen mit einer solchen von 60 kN (12 T-Achse). Gemäss den Lastäquivalenzfaktoren aus dem AASHTO-Strassentest wird angenommen, dass 2.21 (5.10/2.31) Übergänge der 50 kN-Last einem Übergang mit 60 kN gleichwertig seien. Somit entsprechen die 1'552'700 Übergänge mit 60 kN 3'431'500 Übergänge mit 50 kN-Radlast.

Die Summe aller Übergänge bezogen auf eine 50 kN-Radlast (10 Tonnenachse) ergibt 5'654'100 Überrollungen als Gesamttotal am Schluss dieses dritten Versuchs. In Abb. 10 sind sowohl die Entwicklung der Anzahl Überrollungen, als auch die Betriebsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zeit dargestellt.

Abbildung 10: Zeitliche Folge des Versuchsbetriebes



4.2 Temperaturen

Während der Versuchsdauer wurden an 30 ausgewählten Stellen die Temperaturen der Luft und diejenigen der gesamten Prüfstruktur automatisch alle 3 Stunden abgefragt und registriert. Mit einem einfachen Programm lassen sich für jede Messstelle sowohl die durchschnittliche Temperatur eines Tages, als auch der höchste und tiefste Wert mit entsprechender Lage ausdrücken. Die Temperaturfühler sind in der Vertikalen verteilt angeordnet, zwischen - 2 und - 200 cm ab Oberfläche. Die tieferen Fühler wurden bereits anlässlich des ersten Versuchs eingebaut. Auch die Aussentemperatur (Lufttemperatur) wurde mit einem Fühler registriert; die Daten über die Sonnenscheindauer wurden von der Wetterbeobachtungsstation des Flughafens Zürich-Kloten zur Verfügung gestellt.

4.3 Periodische Messungen

Die Messintervalle wurden für diesen Versuch auf ca. 150'000 Überrollungen festgelegt, konnten aber infolge anderweitiger Verpflichtungen des Instituts nicht immer genau eingehalten werden. Das Messprogramm umfasst vier periodische Messungen :

- Deflektionsmessung mit dem Benkelman-Balken und mit dem Schwinger
- Längsnivellement
- Querprofilaufnahmen mit dem Planum-Gerät.

Neben den periodischen Messungen wurden einzelne Messerien an den Dehnmesstreifen (DMS) durchgeführt und gleichzeitig die dynamischen Deflektionen registriert.

4.4 Lastverteilung auf der Strasse

Am 8. Juli 1986 wurde die Lastverteilung auf der Strasse nach 3'500'000 Überrollungen bis zum Schluss des Versuchs geändert. Die Lastübergänge wurden in der Mitte der Fahrbahn konzentriert, somit stieg der Prozentsatz der gesamten Last in den mittleren zwanzig Zentimetern von 14% auf 19.4% (siehe Abb. 11, 12).

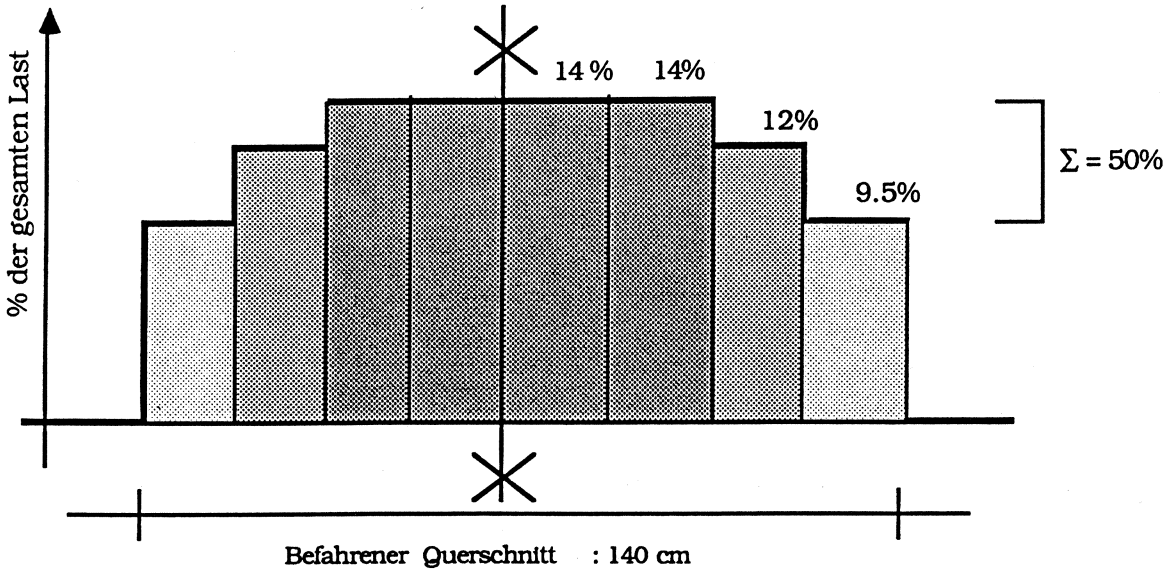


Abbildung 11 : Lastverteilung im Querschnitt bis zum 8.Juli 1986 (3'500'000 Überrol.)

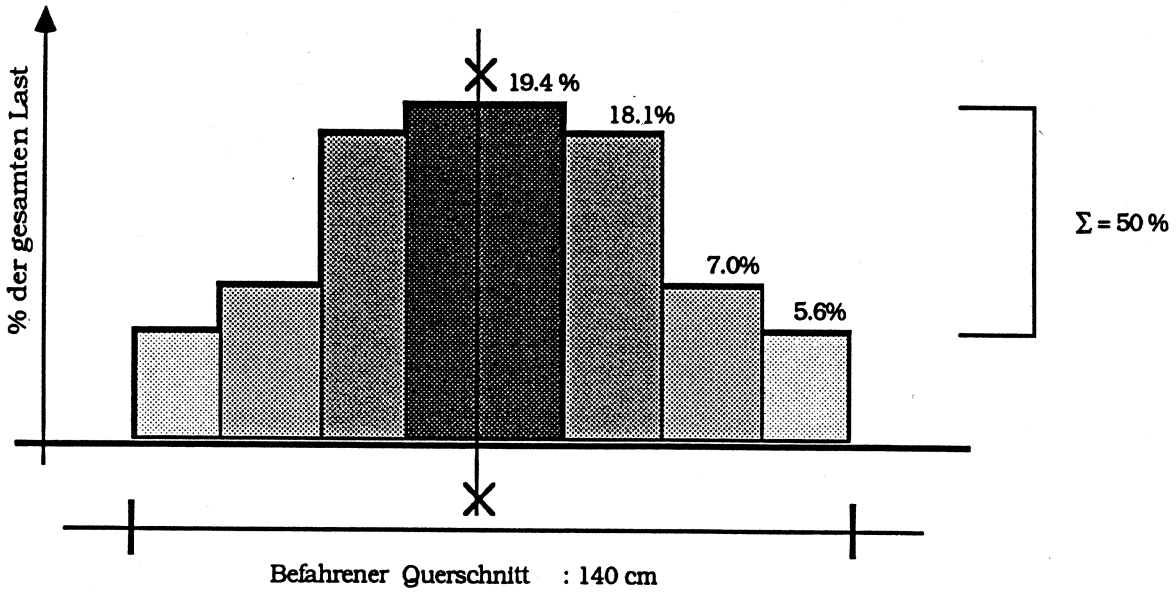


Abbildung 12 : Lastverteilung ab 9. Juli 1986 bis Versuchsende (275'000 Überrol.)

4.5 Baumassnahmen

4.5.1 Erste Reparatur der Felder 31 und 32

Die erste grössere Unterbrechung erfolgte nach ca. 930'000 Überrollungen, als eine Reparatur der Felder 31 und 32 nötig wurde. Wegen immer grösser werdenden Spurrinnen und Absenkungen in der Fahrbahnmitte von ca. 28 mm im Feld 31, bzw. 19 mm im Feld 32, wurde Ende Juni 1984 als **provisorische Reparatur eine Oberflächenbehandlung** durchgeführt. Diese zwei Felder wiesen auch Stellen mit starken Netzrissen und grossen Mulden auf, ein Anzeichen geringer Tragfähigkeit der Fundationsschicht (Abb.13 und 14).

Das Schadenbild der Felder 31 und 32, vor Ausführung dieser provisorischen Sanierung, deutete deutlich auf mangelnde Tragfähigkeit, bzw. frühe Ermüdung der dünnen Beläge hin, so dass sich eine teilweise Oberbauerneuerung, bzw. eine Verstärkung aufgedrängt hätte. Bewusst wurde aber in diesem Falle zur "Kosmetik" in Form einer Oberflächenbehandlung gegriffen, einerseits, weil dies in der Praxis in einigen Fällen wegen der mangelnden Mittel tatsächlich vorkommt, andererseits, um die Wirkung dieser eher ungeeigneten Massnahme eingehend beobachten zu können.

Dabei war von vornherein klar, dass mit der Oberflächenbehandlung weder eine Verbesserung des eingetretenen Verformungszustands erreicht, noch der bestehende Oberbau verstärkt werden konnte. Hingegen war es damit möglich, durch eine "Abdichtung" der Oberfläche das Eindringen von Oberflächenwasser durch die Risse zu verhindern und durch eine zumindest oberflächliche Integrität eine fortschreitende Schadenbildung von den Rissen aus (Splittverlust, Schlaglochbildung) hinauszuzögern.

Bei der Durchführung der Oberflächenbehandlung (Abb. 15 und 16) wurde eine starke Bindemitteldosierung gewählt, welche eine deutliche Bindemittelanreicherung an der Oberfläche nach sich zog. Dieser Nachteil (ein Vorteil bezüglich der Abdichtung der Risse) wurde später durch Abstreuen mit Feinsplitt 0 / 6 abgeschwächt.

Der Erfolg dieser Oberflächenbehandlung ist als positiv einzustufen, fanden doch darauf ebensoviele Überrollungen statt (900'000) wie auf der ursprünglichen Struktur.

Abbildung 13: Rissbildung auf Feld 31

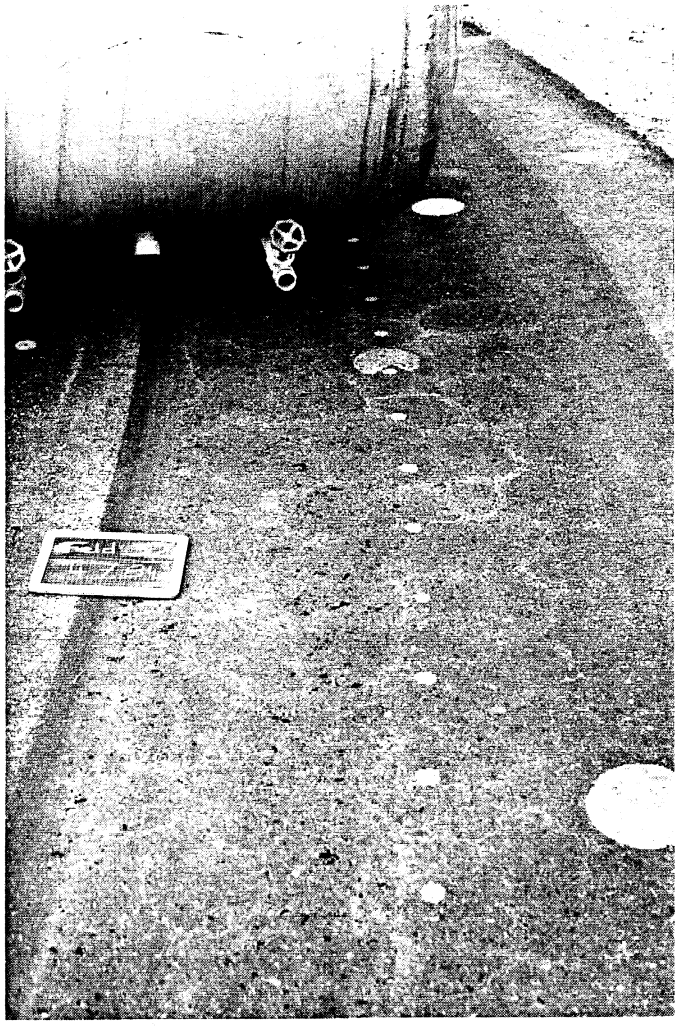


Abbildung 14: Rissbildung auf Feld 32

Abbildung 15: Verteilung des Splittes bei der Oberflächenbehandlung

Abbildung 16: Detail der Oberflächenbehandlung mit überschüssigem Bindemittel

4.5.2 Zweite Reparatur der Felder 31 und 32

Eine zweite Reparatur auf denselben Feldern folgte am 1. April 1985, nachdem die Risse wieder zur Oberfläche durchgedrungen waren. Da wurde nun die Benützung eines Kunststoffnetzes beschlossen. Das Ziel dieses Vorgehens bestand in der Überprüfung der Möglichkeit, ob mit einem Kunststoffnetz eventuell das Hinaufsteigen der Risse bis zur Oberfläche vermieden oder verzögert werden könnte. Die Oberflächenbehandlung und ca. 20 bis 30 mm des TA 10 wurden weggefräst. Für beide Felder wurde je ein 9 m langes Kunst-stoffnetz zurechtgeschnitten (pro Feldhälfte) und auf die gefräste Oberfläche verlegt, nachdem eine Bitumenemulsion aufgesprüht worden war. Darüber wurde eine 40 mm dicke Schicht aus AB 16s über die gesamte Feldlänge von Hand verteilt und verdichtet. Abbildung 17a zeigt die neue Struktur der beiden Felder.

4.5.3 Endgültiger Zustand der Felder 31 und 32

Der Verbund der neuen Deckschicht mit dem Kunststoffnetz, bzw. des letzteren mit dem anstehenden Belag erweist sich als sehr schlecht, wobei möglicherweise von unten durch die Risse aufsteigendes Wassers die Haftung verhindert. Nach kürzester Zeit - und bei höheren Temperaturen - entstanden extreme Horizontalverschiebungen des Belags - in Fahrrichtung nach vorne und nach aussen; dies trotz der Tatsache, dass keine Zentrifugalkräfte von den Maschinen her in den Belag eingeleitet werden.

Die zwei Strecken, je auf einer Länge von neun Metern mit dem Netz ausgerüstet, wurden am 14. Juni 1985 gefräst und neu mit einer Tragschicht aus 6 cm HMT/B 40s und einer Deckschicht aus 2 cm AB 6 (warm auf warm von Hand verteilt und zusammen verdichtet) versehen. Abbildung 17b stellt die endgültige Struktur der Felder 31 und 32 dar, die bis zum Versuchsende, das heisst noch für 1'675'000 Überrollungen, beibehalten wurde. Die Beilagen 9, 10 und 11 zeigen die Kornverteilung der verschiedenen Schichten.

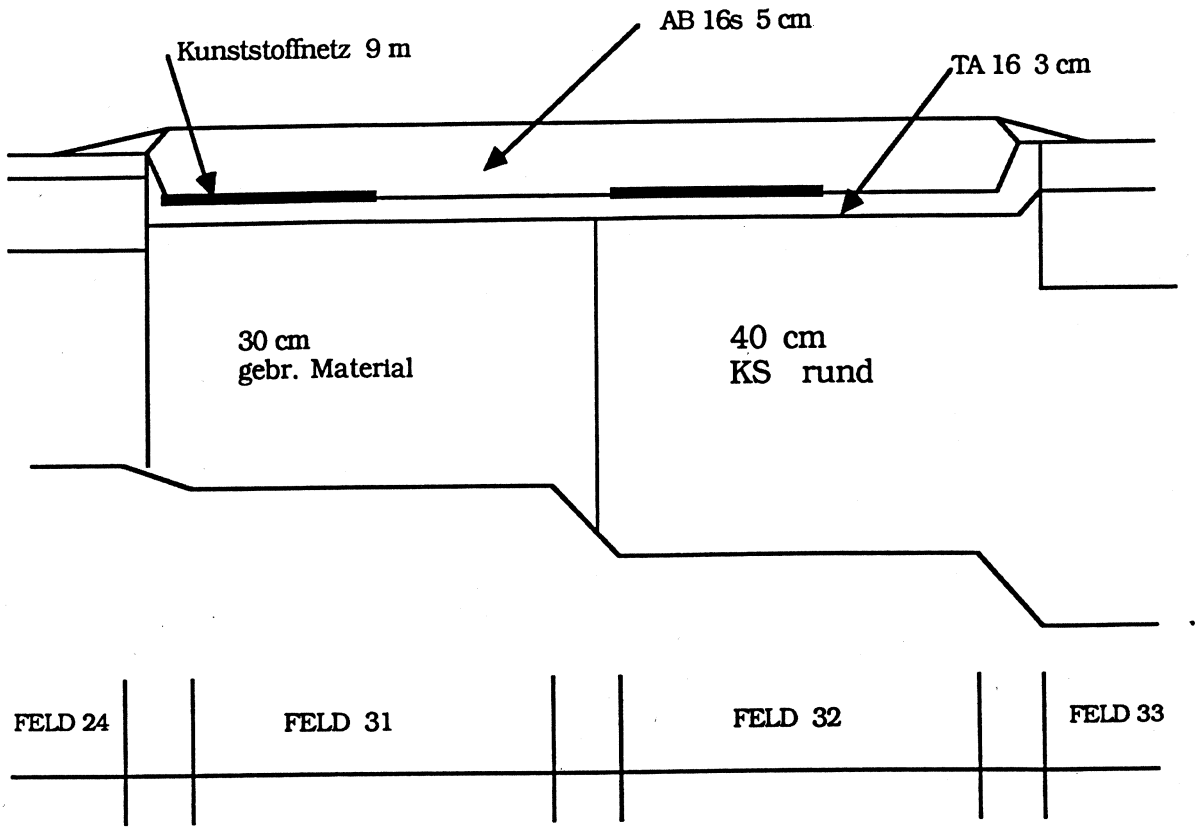


Abbildung17a: Schematische Darstellung der zweiten Reparatur der Felder 31 und 32

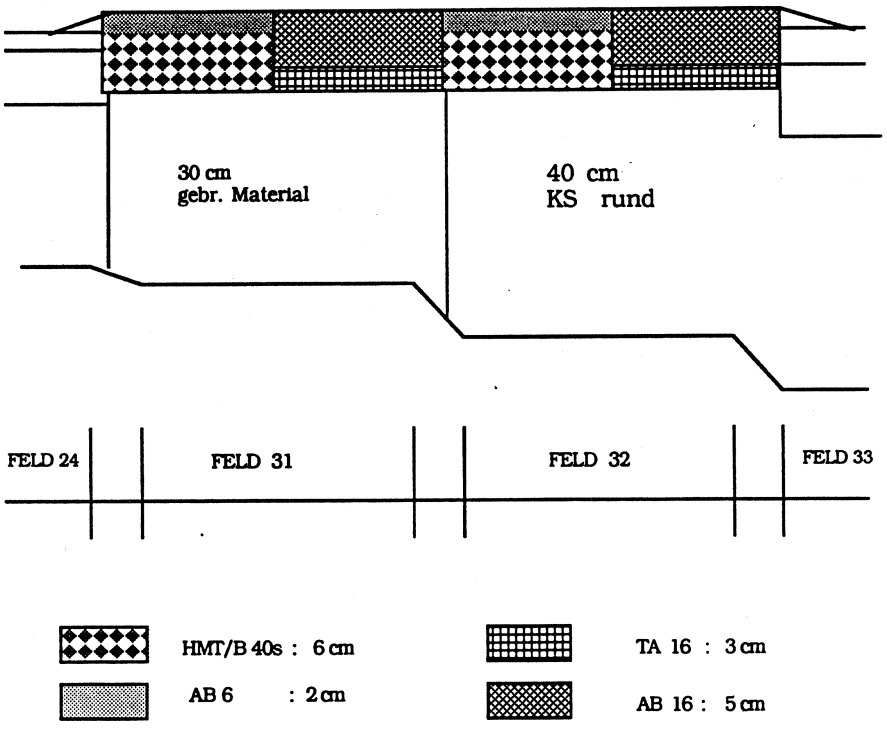


Abbildung 17b: Endgültige Struktur der Felder 31 und 32.

5. MESSERGEBNISSE

5. 1 Querprofilmessungen

Die Querprofile (5 pro Feld) wurden immer zwischen zwei nivellierten Messbolzen senkrecht zur Fahrrichtung aufgenommen. Es war möglich, während der gesamten Versuchsdauer die gleichen Profile zu beobachten, aber wegen der verschiedenen Oberflächenbehandlungen (Feld 31 und 32) weisen die Ergebnisse dieser Messungen keine Kontinuität auf. Der maximal messbare Bereich ist auf ca. 30 mm Spurrinnentiefe beschränkt. Die Resultate, d.h. die Entwicklung der Mittelwerte des T-Wertes (max. Tiefe unter einer Latte von 2 m) während der Versuchsdauer, sind in den Abbildungen 18, 19 und 20 dargestellt.

Das unterschiedliche Verhalten der Felder entspricht logischen Erwartungen. Die "schwachen" Felder 31 und 32 zeigten nach 900'000 Überrollungen eine Verformung von 28.4 bzw. 19.1 mm. Dies ergibt eine Beziehung zwischen Überrollungen und Verformung von 3.2 bzw. 2.1 mm /100'000 Überrrollungen . Der Unterschied hängt nur von der Stärke der Fundationsschicht ab, weil die Deckschicht beider Feldern aus 6 cm TA 16 besteht.

Nach der zweiten Oberflächenbehandlung im April 1985 zeigten diese zwei Felder immer noch eine schnelle Zunahme der Spurrinnenbildung von 0.6 bzw. 0.8 mm/100'000 Überrollungen. Die zwei anderen Felder 33 und 34, mit einer Tragschicht aus 80 mm HMT 30, sowie einer Deckschicht aus 40 mm TA 16, zeigten eine regelmässige, aber langsamere Zunahme der Spurrinnentiefe und benötigten keine Reparaturen. Die Beziehung zwischen Überrollungen und Spurrinnentiefe ergibt über die gesamte Versuchsdauer gesehen Werte von 0.34 bzw. 0.37 mm/100'000 Überrollungen.

Allgemein wurde eine schnelle Zunahme der Spurrinnenbildung während den ersten 30'000 Überrollungen beobachtet, was sich auch mit einer Nachverdichtung der verschiedenen Schichten erklären lässt.

Das Feld 24, dessen Fundationsschicht aus 25 cm Zementstabilisierung besteht, zeigte ein sehr gutes Verhalten unter den wiederholten Lasten der Rundlaufanlage. Nach 6'250'000 Überrollungen wies die Oberfläche des Feldes nur 7.5 mm tiefe Spurrinnen auf, was eine Verformungsrate von 0.12 mm/100'000 Überrollungen ergibt.

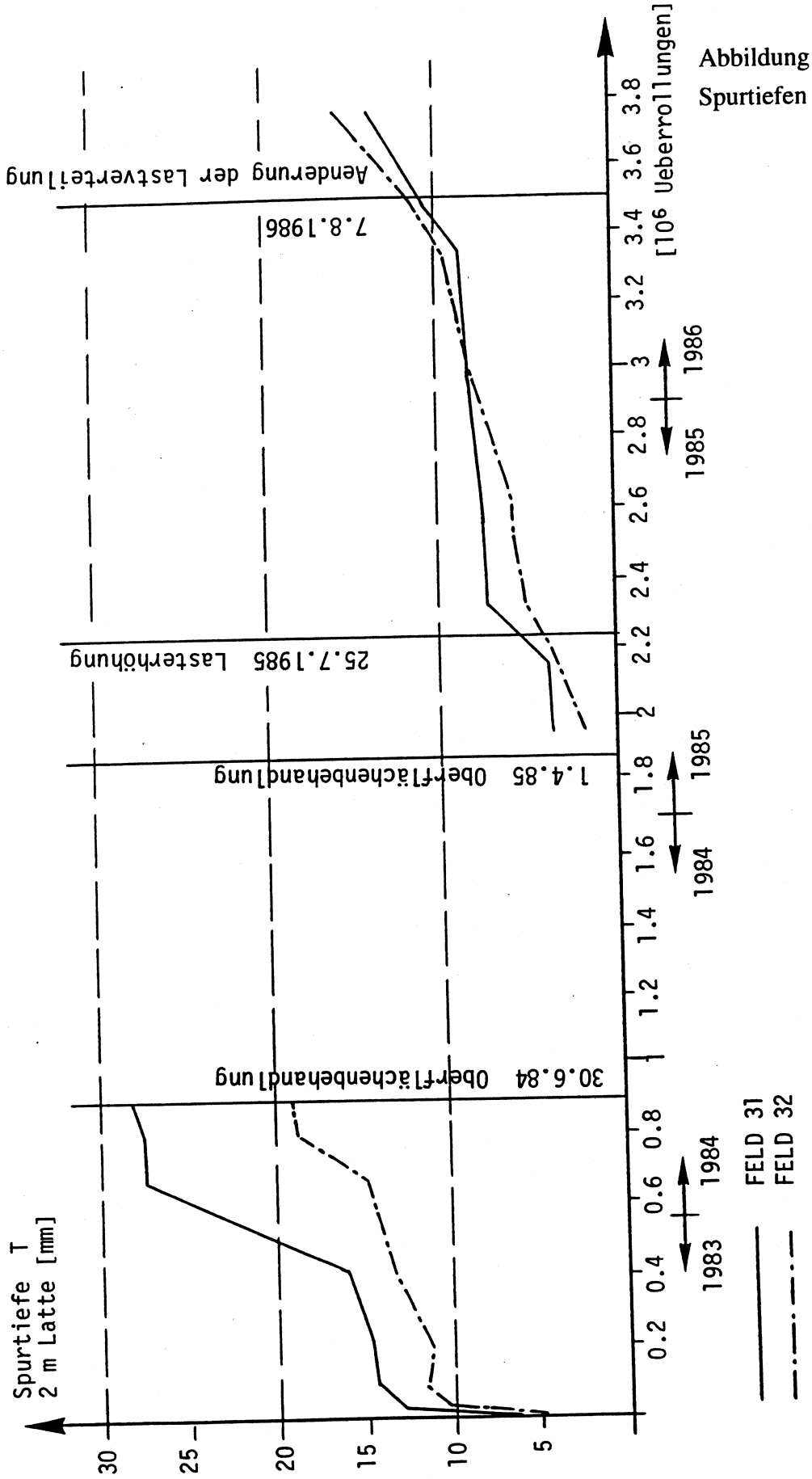


Abbildung 18:
Spurtiefen Felder 31/32

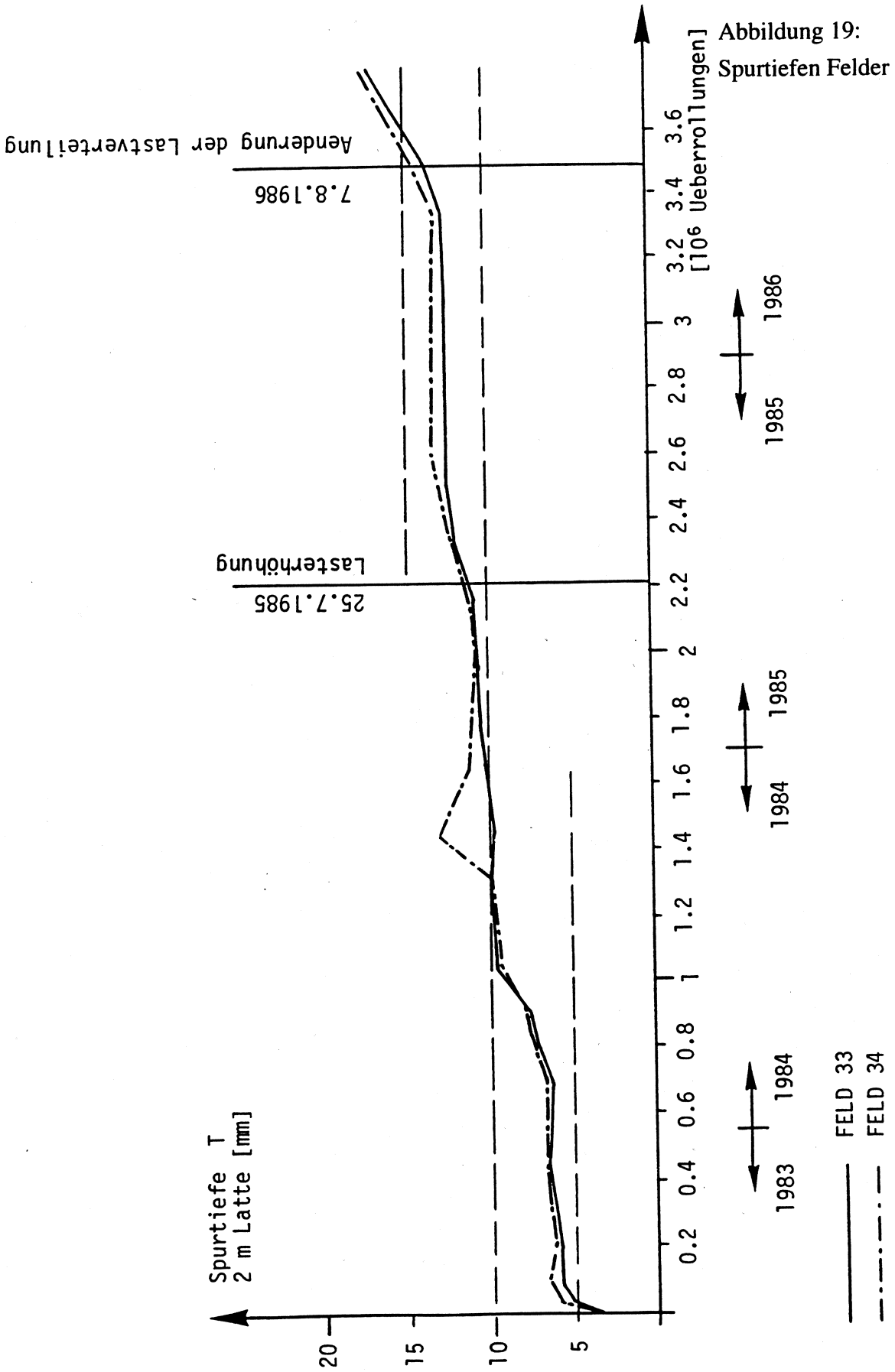


Abbildung 19:
Spurtiefen Felder 33/34

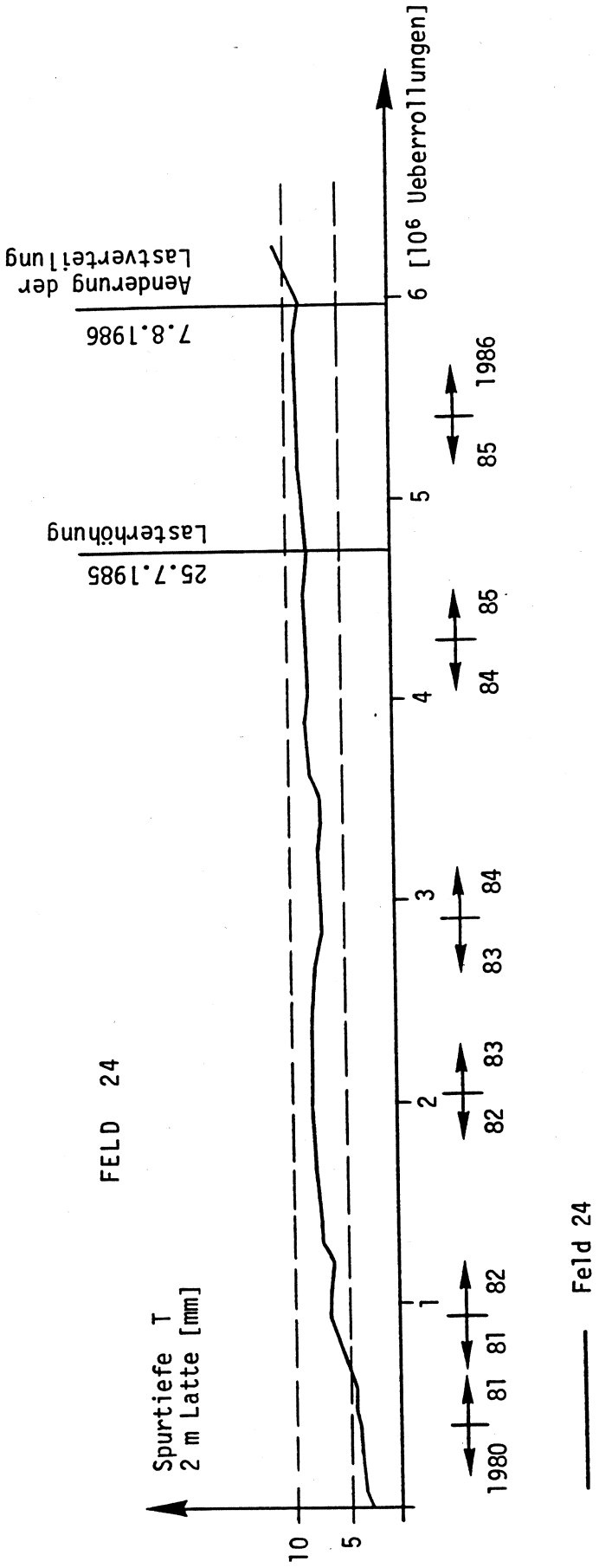


Abbildung 20:
Spurtiefen Feld 24

Die Lasterhöhung im Juli 1985 von 50 auf 60 kN ist in der graphischen Darstellungen über den Verlauf des T-Wertes (Abb. 20) kaum sichtbar, die Änderung der Lastverteilung (siehe Abb. 11 und 12) hinterliess jedoch einen klar erkennbaren Einfluss. Diese Auswirkung ist nicht erstaunlich und es entsteht ein ähnlicher Effekt wie bei den DMS-Messungen, wenn die Räder des Rundlaufes immer auf der gleichen Spur fahren.

Die Querprofile wurden auch für die 4-Fuss-Latte ausgewertet. Diese Resultate sind bei der Auswertung und der Berechnung des PSI-Wertes berücksichtigt worden.

5. 2 Längsprofilmessungen

5. 2. 1 Profiländerungen

Da auch die Referenzbolzen der Querprofile nivelliert wurden, ist es möglich, ausserhalb der befahrenen Fahrbahnbreiten von 1.4 m (d. h. ohne Einfluss der Spurrinnen), die absoluten Höhen der Felder zu bestimmen. Die entsprechenden Messungen haben keine merkliche Veränderungen erkennen lassen; so wurde z.B. auf den Feldern 33 und 34 keine Nachverdichtung nach dem Einbau festgestellt, was auf die gute Verdichtungsarbeit schliessen lässt. Die grösste Frosthebung von ca. 3 mm ergab sich Anfangs Dezember 1983, nach einem kräftigen Absinken der Temperaturen.

5. 2. 2 Ebenheit und Befahrbarkeit

Die im Verlauf des Versuchs durch Auswertung der einnivellierten Längsprofile bestimmten Ebenheitswerte s_W und die Befahrbarkeitswerte sind in den Tabellen 4 und 5 angegeben. Die so bestimmten Werte haben nicht denselben Genauigkeitsgrad wie die direkt mit dem Winkelmessgerät ermittelten Resultate, was auf die Punktdichte beim Nivellement und auf Differenzen der Berührungspunkte Fahrbahn/Abtastvorrichtung (Rad ∅=200 mm beim Winkelmessgerät, Jalonspitze beim Nivellement) zurückzuführen ist.

Die schweizerische Normenvereinigung (SNV) gibt folgende Anforderungen für die Abnahmewerte an: s_W-Wert $\leq$ 2.2 für Strassen mit Ausbaugeschwindigkeit V_A < 80 km/h, beziehungsweise s_W-Wert $\leq$ 1.8 für Strassen mit Ausbaugeschwindigkeit V_A > 80 km/h.

Die Felder 31 und 32 weisen am Anfang des dritten Versuchs höhere Werte auf (3.07 bzw. 2.64). Dieser Zustand ist u.a. auf die minimale Belagsdicke von 60 mm TA 16 zurückzuführen. Dieser dünne und einschichtige Belag konnte die Unebenheiten nicht vollkommen ausgleichen, die bereits auf der Oberfläche der Fundationsschicht vorkamen. Die Länge der Versuchstrecke hat auch einen Einfluss auf die Ebenheit der Strasse. Die Einbaumaschinen (Fertiger, Walze usw.) müssen nach einer sehr kurzen Strecke bremsen und rückwärtsfahren, was ebenfalls zu Unebenheiten führen kann.

Die Grenzwerte von 5.5 (V_A > 80 km/h) und 6.0 (V_A < 80 km/h) wurden im Feld 31 nach 3'775'000 Überrollungen (s_W-Wert = 6.23) und im Feld 24 nach 6'248'000 Überrollungen (s_W-Wert = 5.58) erreicht. Die zwei Felder 24 und 34 haben ein sehr gutes Verhalten gezeigt, mit einer Zunahme des s_W-Wertes von nur 3.88 während 6.2 Mio. Überrollungen bzw. 1.11 während 3.8 Mio. Überrollungen (Abb. 21 und 22, Tabellen 4 und 5). Die Lastverteilungsänderung ab 7. Juli 1986 hat einen wesentlichen Einfluss auf die s_W-Werte aller Felder gezeigt, es wurde eine schnellere Beschädigung der Strasse beobachtet.

Die Grundlage für die Berechnung der Befahrbarkeitswerte ist einerseits das durch Nivellement ermittelte Längsprofil, andererseits die Auswertung der Querprofile bezüglich der Rinnentiefe unter einer Latte von 1.2 m (4 Fuss).

Die auf der vorangehenden Seite angegebenen s_W-Werte wurden mittels einer Korrelation in das Mass der Neigungsänderung SV umgerechnet, um damit den Ebenheitsabzug in der Formel für die Berechnung des Befahrbarkeitswertes zu bestimmen. Risse und Flickstellen wurden soweit vorhanden nach dem beim AASHO-Test beschriebenen Verfahren [4] bestimmt.

Die PSI-Formeln sehen dann folgendermassen aus :

PSI_p : partiell, nur Ebenheitsanteil berücksichtigt

$$PSI_p = 5.03 - 1.91 \log (1 + \overline{SV})$$

$$\text{bzw}: PSI_p = 5.03 - 1.91 \log (1 + 0.67\, s_W^2)$$

PSI_t : total, ganzer Befahrbarkeitswert

$$PSI_t = 5.03 - 1.91 \log (1 + \overline{SV}) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38\, RD^2$$

Tabelle 2: Entwicklung der Ebenheits- und Deflektionswerte für die Felder 31 bis 34

Datum	Anzahl Belastungen	s_W o/oo	PSI	dS mm/100	dBB mm/100	s_W o/oo	PSI	dS mm/100	dBB mm/100
		Feld 31				**Feld 32**			
23.08.83	300	3.07	3.33	66	119	2.64	3.56	65	96
31.10.83	98000	2.61	3.44	38	69	2.76	3.42	41	55
17.11.83	197000	2.69	3.40		63	2.67	3.47	37	52
20.12.83	413000	3.20	3.11			3.06	3.25		
10.02.84	681000	6.38	1.47			3.52	2.83		
26.03.84	708000				95				73
26.04.84	816000	7.13	1.22	46	88	4.29	2.46	50	76
06.07.84	909000	8.98			78	5.49			62
15.08.84	1049000	8.07	1.88	39	71	6.71	2.18	47	56
27.09.84	1320000	8.13	1.87	44	76	4.72	2.73	44	59
26.10.84	1448000	8.09	1.87	31	58	5.34	2.54	38	51
29.11.84	1656500	7.87	1.92	41	75	5.12	2.61	42	60
13.03.85	1804500	8.31	1.83	40	79	6.32	2.27	47	71
31.05.85	1960500	4.27	2.56	34	72	3.61	3.14	37	61
15.07.85	2144000	4.94	2.66	40	66	3.59	3.15	38	59
22.08.85	2343500	4.77	2.72	35	56	3.55	3.11	36	47
06.10.85	2526000	4.96	2.66	25	53	3.38	3.17	31	52
12.11.85	2624500	5.10	2.55	26	52	3.37	3.18	33	46
18.03.85	2973000	5.02	2.57	38	70	3.52	3.07	39	59
06.05.86	3348000	5.27	2.46	39	67	3.88	2.87	44	58
07.07.86	3536000	5.18	2.43	48	74	4.21	2.67	51	65
08.09.86	3775300	6.23	2.05	28	76	4.28	2.54	37	66
		Feld 33				**Feld 34**			
23.08.83	300	2.02	3.93	42	71	1.12	4.50	43	80
31.10.83	98000	2.16	3.84	27	44	1.38	4.32	21	38
17.11.83	197000	1.78	4.07	23	38	1.41	4.30	19	32
20.12.83	413000	1.84	4.03			1.63	4.15		
10.02.84	681000	1.73	4.10			1.51	4.23		
26.03.84	708000				47				44
26.04.84	816000	1.94	3.95	42	55	1.30	4.36	36	55
06.07.84	909000	2.30			50	1.53			45
15.08.84	1049000	1.83	3.98	41	47	2.05	3.83	34	43
27.09.84	1320000	2.46	3.61	31	39	2.12	3.77	28	39
26.10.84	1448000	2.03	3.86	25	35	1.65	4.08	21	30
29.11.84	1656500	1.94	3.92	27	34	2.01	3.83	22	32
13.03.85	1804500	2.46	3.59	28	41	1.70	4.03	24	42
31.05.85	1960500	2.88	3.38	32	46	1.89	3.91	28	42
15.07.85	2144000	2.71	3.46	37	48	1.91	3.88	31	47
22.08.85	2343500	2.46	3.56	32	41	2.02	3.77	28	43
06.10.85	2526000	2.47	3.54	28	39	1.96	3.79	24	42
12.11.85	2624500	2.49	3.54	25	36	2.02	3.77	21	34
18.03.85	2973000	2.23	3.73	33	41	1.71	4.02	28	42
06.05.86	3348000	2.74	3.42	42	43	1.87	3.85	38	44
07.07.86	3536000	3.30	3.08	46	52	1.90	3.76	42	50
08.09.86	3775300	4.42	2.59	30	54	2.23	3.56	20	50

Nach der ersten Reparatur | Nach der zweiten Reparatur

Tabelle 3: Entwicklung der Ebenheits- und Deflektionswerte für Feld 24

Datum	Ueberrollungen	s_W o/oo	PSI	dS, mm/100	dBB, mm/100
21.05.80	0	1.70		15	13
04.07.80	8500	1.65	4.16	11	14
29.07.80	84000	1.75	4.08	12	11
02.09.80	147500	1.53	4.22	10	18
17.09.80	238500	1.70	4.11	10	17
01.10.80	292000	1.84	4.02	15	12
19.11.80	396000	1.81	4.04	10	12
19.03.81	398000	2.02	3.90	11	31
22.04.81	490000	1.76	4.06	12	14
12.05.81	577000	1.61	4.17	12	15
15.06.81	665000	1.69	4.13	13	19
10.07.81	740500				22
28.08.81	844000	1.69	4.08	12	17
22.09.81	940000	1.97	3.90	16	
09.03.82	962000	1.89		14	13
25.03.82	1045000	1.92	3.94	14	20
15.04.82	1127000	1.85	3.98	12	18
13.05.82	1220000	1.80	4.01	15	21
17.06.82	1321000	1.72	4.04	17	
13.07.82	1416000	1.92	3.94	16	18
10.08.82	1527500	1.72	4.04	16	12
20.09.82	1648500	2.00	3.85	15	13
14.10.82	1755000	1.85	3.95	13	21
11.11.82	1843000	1.59	4.11	13	14
09.12.82	1963000	1.32	4.30	13	13
04.01.83	2065000	1.93	3.90	13	16
24.01.83	2173000	1.77	3.99	11	14
20.04.83	2268000	1.72	4.03	12	21
06.05.83	2379000	1.81	3.96		18
30.06.83	2473300	1.75	4.00	15	28
23.08.83	2584800	1.85	3.97	15	26
31.10.83	2682500	1.57	4.14	14	18
17.11.83	2781500	1.68	4.08		16
20.12.83	2997000	1.46			
10.02.84	3265000	1.46	4.21		
26.03.84	3292000				19
26.04.84	3400000	1.87	3.96	15	26
06.07.84	3493000	2.21			22
15.08.84	3633000	2.24	3.72	15	22
27.09.84	3904000	2.09	3.81	13	16
26.10.84	4032000	1.96	3.88	13	15
29.11.84	4240500	3.02	3.29	12	15
13.03.85	4388500	2.41	3.60	12	21
31.05.85	4544000	2.00	3.85	13	18
15.07.85	4728000	2.73	3.44	19	27
22.08.85	4927500	2.55	3.53	17	18
06.10.85	5110000	3.46	3.08	13	22
12.11.85	5209000	2.70	3.44	12	15
18.03.85	5557500	3.49	3.12	16	24
06.05.86	5932500	3.80	2.95	21	28
07.07.86	6120500	3.79	2.98	23	26
08.09.86	6359800	5.58	2.65	20	41

Die Ergebnisse der Berechnungen sind ebenfalls in den Tabellen 4 und 5 und zusätzlich graphisch in den Abbildungen 22 und 23 dargestellt.

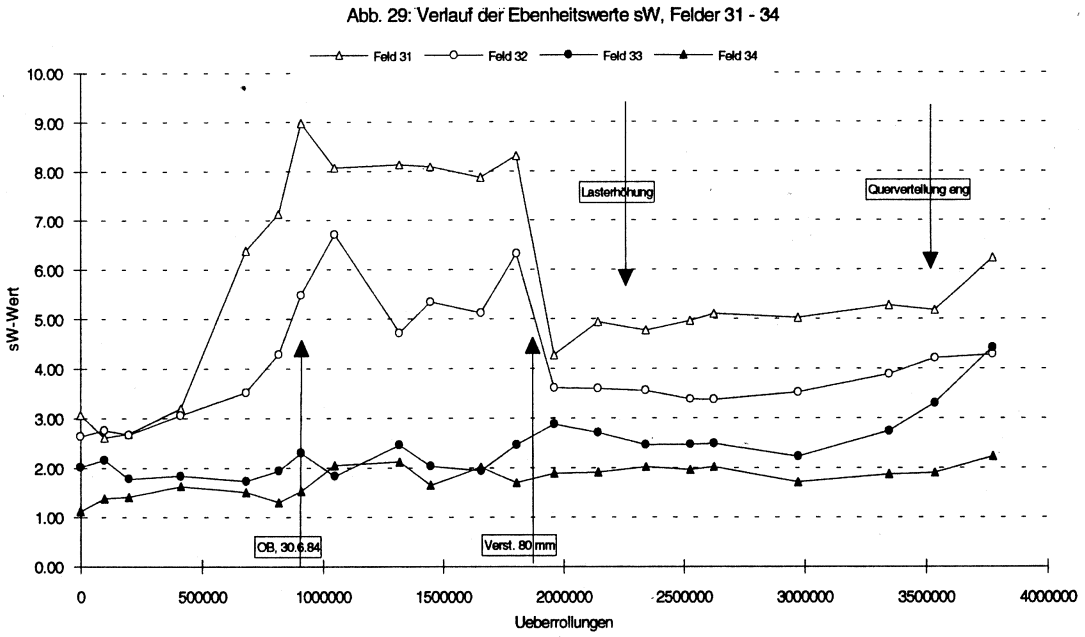


Abbildung 21: Verlauf der Ebenheitswerte s_W in den Feldern 31 bis 34

Die zwei Felder 31 und 32 wiesen schon nach 900'000 Überrollungen grosse Schäden und Verformungen auf, und der Befahrbarkeitsindex sank bis auf 1.20 bzw. 2.46. Eine Reparatur wurde unbedingt nötig, und so wurde auf diesen zwei Feldern am 30. Juni 1984 die schon erwähnte Oberflächenbehandlung durchgeführt. Diese Reparatur verbesserte den Zustand der Oberfläche nur wenig, der PSI-Wert blieb insegesamt tief (1.88 bzw. 2.18). Eine Oberflächenbehandlung ergibt zwar eine sehr gute Griffigkeit, hat aber nur einen geringen Einfluss auf Verformung und Einsenkung der Strasse. Die zweite Reparatur im April 1985 hatte einen gewissen Erfolg bezüglich der Befahrbarkeit; die Befahrbarkeitsindizes stiegen auf 2.86 bzw. 3.14 (Abb. 23).

Die zwei Felder 33 und 34 zeigten ein gleiches Verhalten, mit einem regelmässigen Absinken des PSI-Wertes (siehe Abb. 23). Die Lasterhöhung von 50 auf 60 kN hat praktisch keinen Einfluss gezeigt, beschleunigt wurde die Abnahme der Befahrbarkeit nur durch die letzte Änderung der Lastverteilung.

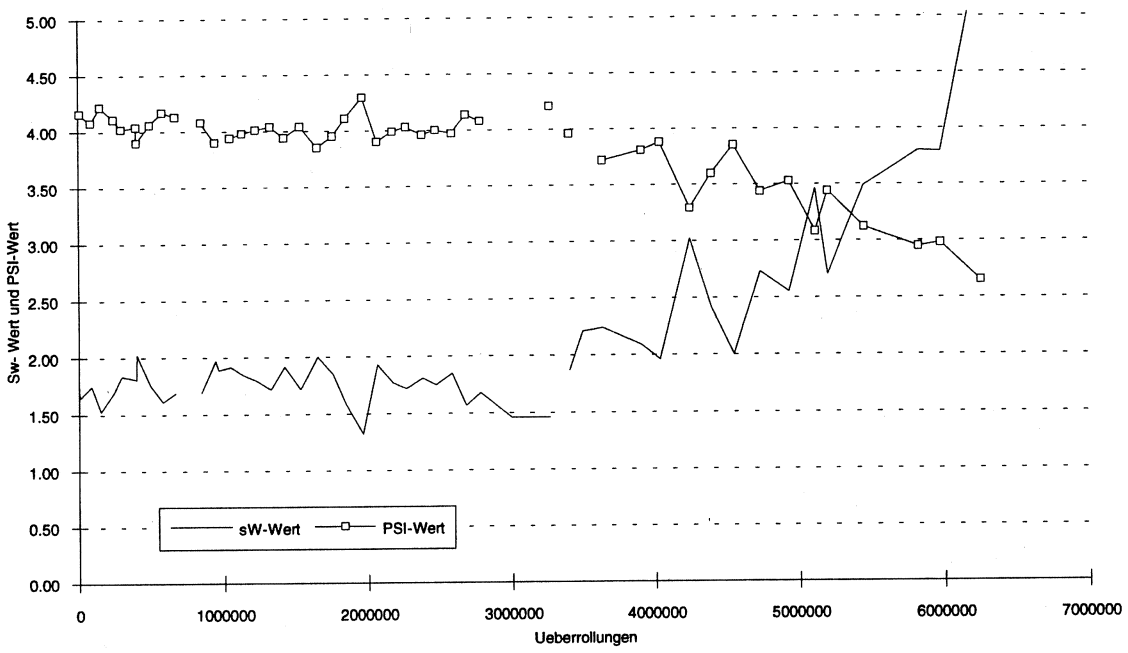


Abbildung 22: Verlauf von s_W-Wert und Befahrbarkeitswert PSI für Feld 24

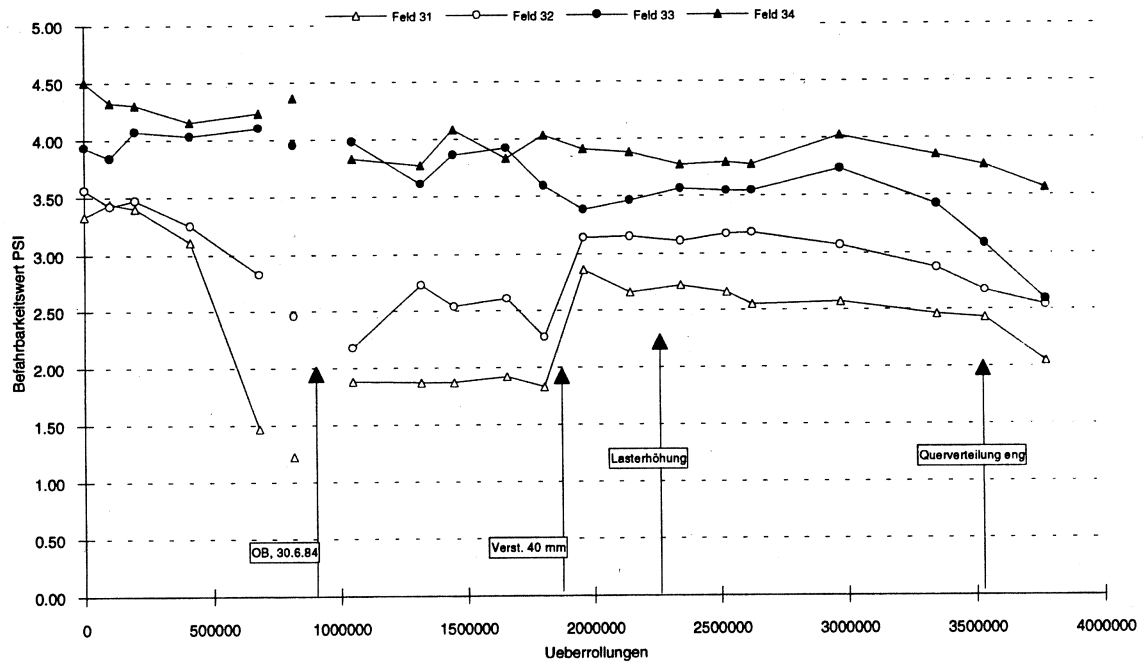


Abbildung 23: Verlauf der Befahrbarkeitswerte PSI für die Felder 31 bis 34

Feld 24 hat während 3.5 Mio. Überrollungen einen PSI-Wert von ca. 4.0 beibehalten, dann sank dieser Wert langsam bis auf ca. 3.0 ab; während dieser Zeit fanden weitere 2.5 Mio. Übergänge statt (Abb. 24). Nach beinahe 6.25 Mio. Übergängen betrug der Befahrbarkeitswert immer noch 2.65, was eine Abnahme von 1.51 seit Versuchsbeginn bedeutet. Die Auswirkungen der Änderung der Lastverteilung sind auch in diesem Fall gut sichtbar.

5. 3 Deflektionsmessungen

5. 3. 1 Dynamische Deflektionsmessungen mit dem Schwinger

Das Messprinzip des Schwingers, auch "Vibraflect" genannt, wurde im Schlussbericht des ersten Versuchs [1] im Kapitel 4.5 erklärt. Weitere Details über dieses Messverfahren können in [10] nachgesehen werden. Die Tabellen 4 und 5 zeigen die Entwicklung der dynamischen Deflektion unter der Schwinger-Last im Laufe des Versuchs, währenddem in Abb. 24 und 26 die Messergebnisse graphisch dargestellt werden.

Bei der Auswertung der Messergebnisse wurden die unter einer dynamischen Belastung von 2 kN gemessenen Einsenkungswerte linear auf eine Belastung von 50 kN extrapoliert, um Deflektionen gleicher Grössenordnung wie beim Benkelman-Balken zu erhalten. Wie es bereits für den ersten und zweiten Versuch der Fall war, wurde wiederum auf eine Temperaturkorrektur verzichtet.

5. 3. 2 Statische Deflektionsmessungen mit dem Benkelman-Balken

Auch bei diesen Messungen (vgl. Tab. 4 und 5) wurde auf eine Temperaturkompensation verzichtet. Die Norm SN 670 362 über die Deflektionsmessungen mit dem Benkelman-Balken gibt mit der folgenden Formel eine Korrekturmöglichkeit für den Temperaturbereich von 4° bis 25 °C an :

$$d_{20} = d_t + (20 - t)$$

wobei : d_{20} = Deflektion in 1/100 mm entsprechend der Normaltemperatur von 20 °C

d_t = Deflektion gemessen bei der Temperatur t (zwischen 4 und 25 °C)

t = Temperatur in Grad Celsius.

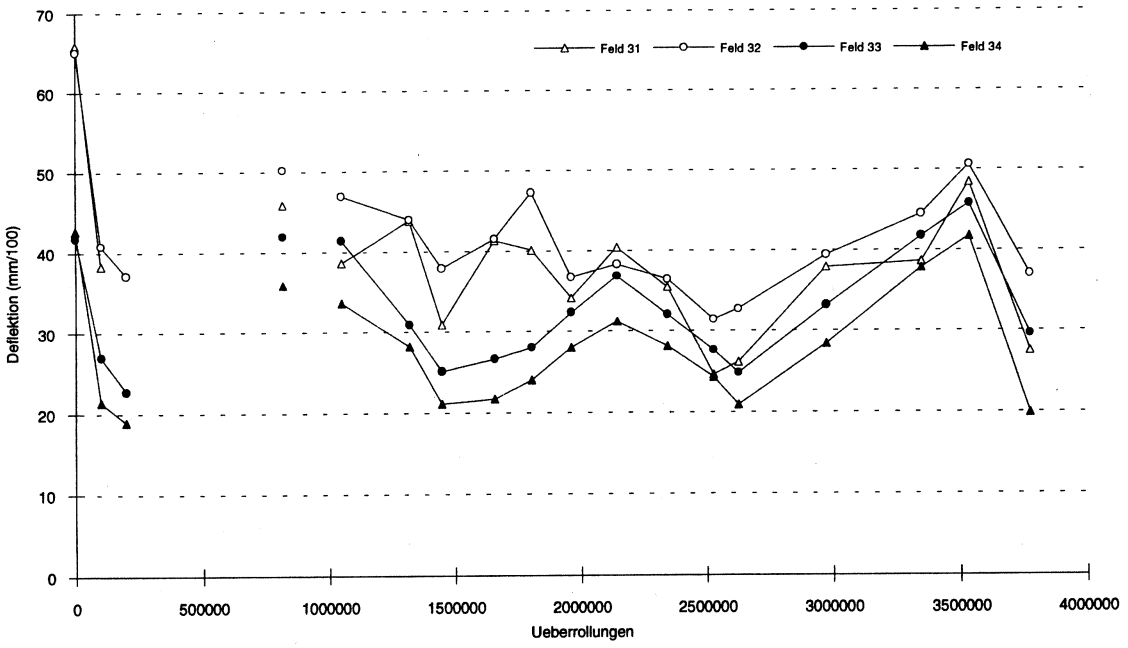


Abbildung 24: Verlauf der Deflektionswerte mit dem Schwinger auf den Feldern 31 bis 34

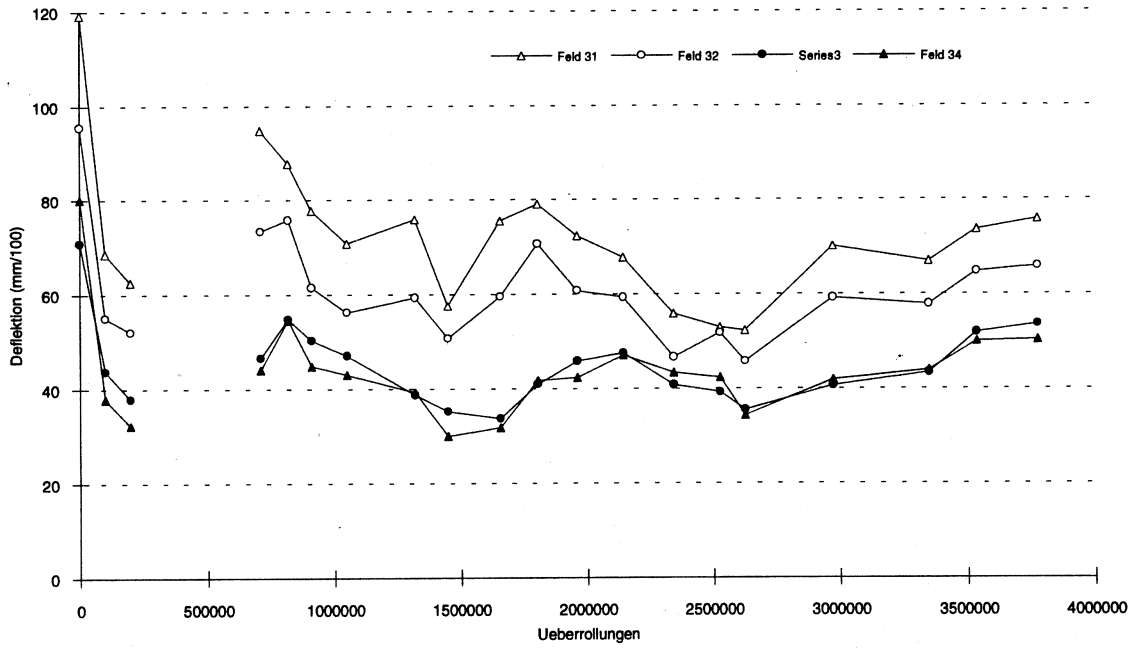


Abbildung 25: Verlauf der Deflektionswerte mit dem Benkelman-Balken auf den Feldern 31 bis 34

Die Messergebnisse haben aber gezeigt, dass die Korrekturen weit geringer sein sollten. Vor allem bei zementstabilisierten Feldern kann die Temperaturkorrektur der Deflektionswerte für einzelne Punkte grösser werden, als die tatsächlich gemessenen Werte.

Diese Messungen sind für steife Beläge (Zementstabilisierung oder bituminöser Belag grosser Dicke) nicht geeignet. Die Einsenkungsmulde weist dann nur eine geringe Tiefe auf, aber die seitliche Ausdehnung kann 3.5 bis 4 Meter entfernt von der Last noch spürbar sein. Die so gemessenen Ergebnisse können bis zu 35 % vom richtigen Wert abweichen. Beim Rundlauf werden jedesmal die gleichen Punkte gemessen, damit der Fehler bei jeder Messung ähnlich wird. So ist es möglich, die Entwicklung der Einsenkungen im Laufe der Zeit zu verfolgen (Abb. 25 und 26).

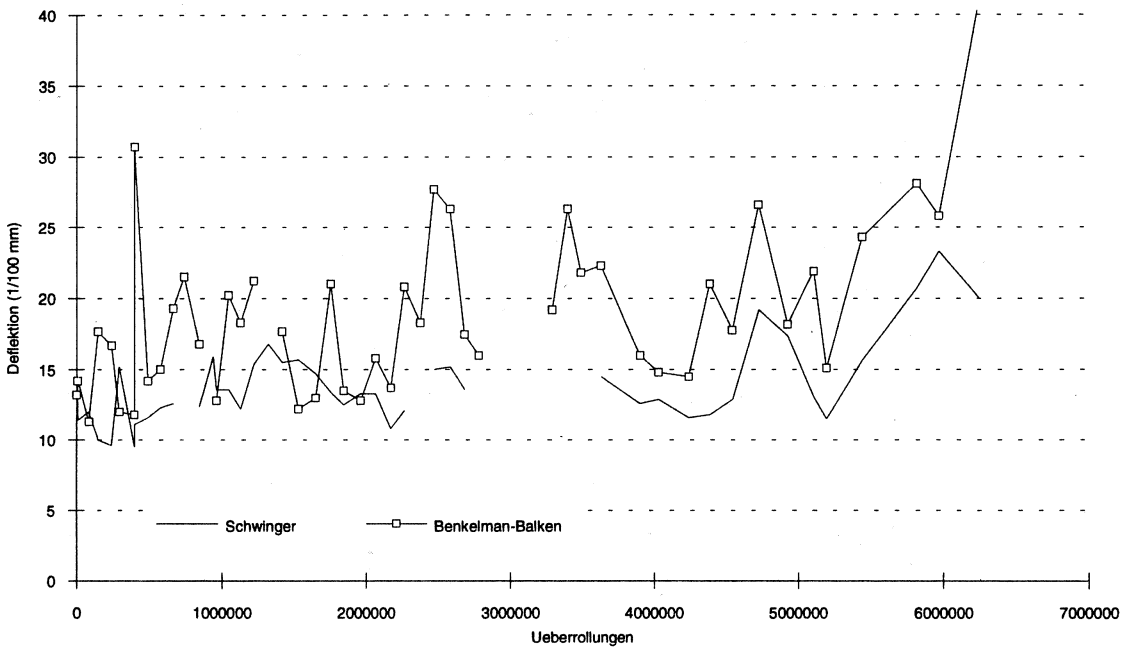


Abbildung 26: Verlauf der Deflektionswerte mit Schwinger und Benkelman-Balken auf Feld 24

Die Abbildungen zeigen grosse Abweichungen zwischen Schwinger und Benkelman-Balken bei den letzten Messungen. Diese Messungen wurden an zwei verschiedenen Tagen durchgeführt und wegen der sinkenden Temperatur waren die Messbedingungen bei der Schwingermessung (8.9.86) anders als bei der Messung mit Benkelman-Balken (10.9.86).

5. 3. 3 Veränderung der Deflektionswerte über die Versuchsdauer

Es wurde eine lineare Regression über die vollständige Dauer des dritten Versuchs erstellt, das heisst vom 23. August 1983 bis zum 8. September 1986. Wie aus den bisher dargestellten Ergebnissen ersichtlich ist, sind diese Resultate stark von der Lufttemperatur und von der Sonnenscheindauer abhängig.

Das Resultat dieser linearen Regression (vgl. Abb. 27 und 28) zeigt die Tendenz der Änderung der Deflektionen über eine Zeitdauer von drei Jahren. Es können einige Feststellungen gemacht werden, auch ohne den Einfluss der Temperatur berücksichtigt zu haben. **Sowohl für den Schwinger, als auch für den Benkelman-Balken bleiben die Deflektionen praktisch konstant**. Die grösste Veränderung tritt beim Feld 31 auf, mit einer Abnahme der Deflektionen um 15 % während 3.78 Mio. Überrollungen. Weiter ist zu vermerken, dass die Gerade, die in einem einzigen Fall für den Schwinger eine positive, wenn auch sehr geringe Steigung aufweist, auch für die Benkelman-Balkenmessungen ebenfalls leicht ansteigend ist. Die statischen und dynamischen Deflektionen zeigen also ein ähnliches Verhalten im Laufe der Zeit.

Die statischen und dynamischen Deflektionen des Feldes 24 nahmen mit der Zeit etwas stärker zu, allerdings auf einem nach wie vor sehr tiefen Niveau, von 10 bis 15 1/100mm am Versuchsanfang (21. 5. 1980) bis zu 25 bis 30 1/100 mm nach ca. 6 Mio. Überrollungen. Dieses Ergebnis wurde sicher durch die Entstehung eines langen Risses durch das gesamte Feld im Juli 1985 und spätere kürzere Risse beeinflusst, was in anderen Fällen von Strassen unter Verkehr - und mit einer dickeren Zementstabilisierung - im allgemeinen bisher nicht nachgewiesen werden konnte.

5. 3. 4 Korrelation Schwinger - Benkelman-Balken

Die Deflektionsmulde, die mit dem Schwinger entsteht, darf nicht ohne weiteres mit der Mulde des Benkelman-Balkens verglichen werden. Der Boden befindet sich bei diesen unterschiedlichen Messverfahren in verschiedenen Spannungsbereichen, und ein linear-elastisches Verhalten von Untergrund und Oberbau über einen grösseren Spannungsbereich kann nicht vorausgesetzt werden.

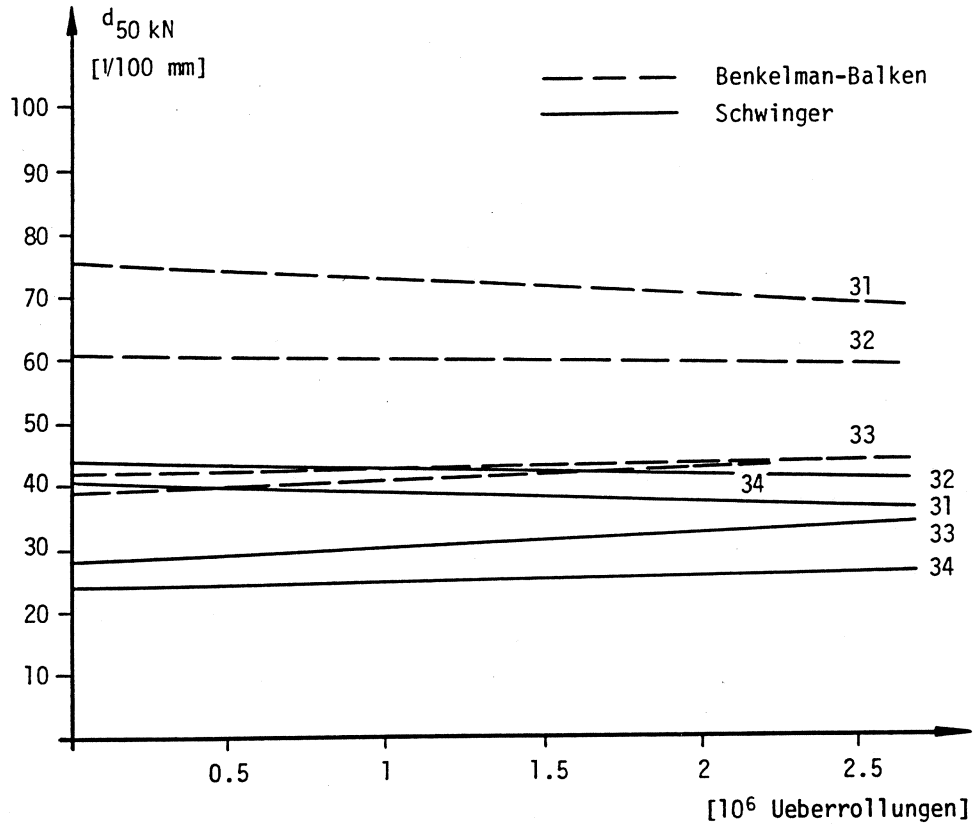


Abbildung 27: Regression der Deflektionsmessungen für die Felder 31 bis 34

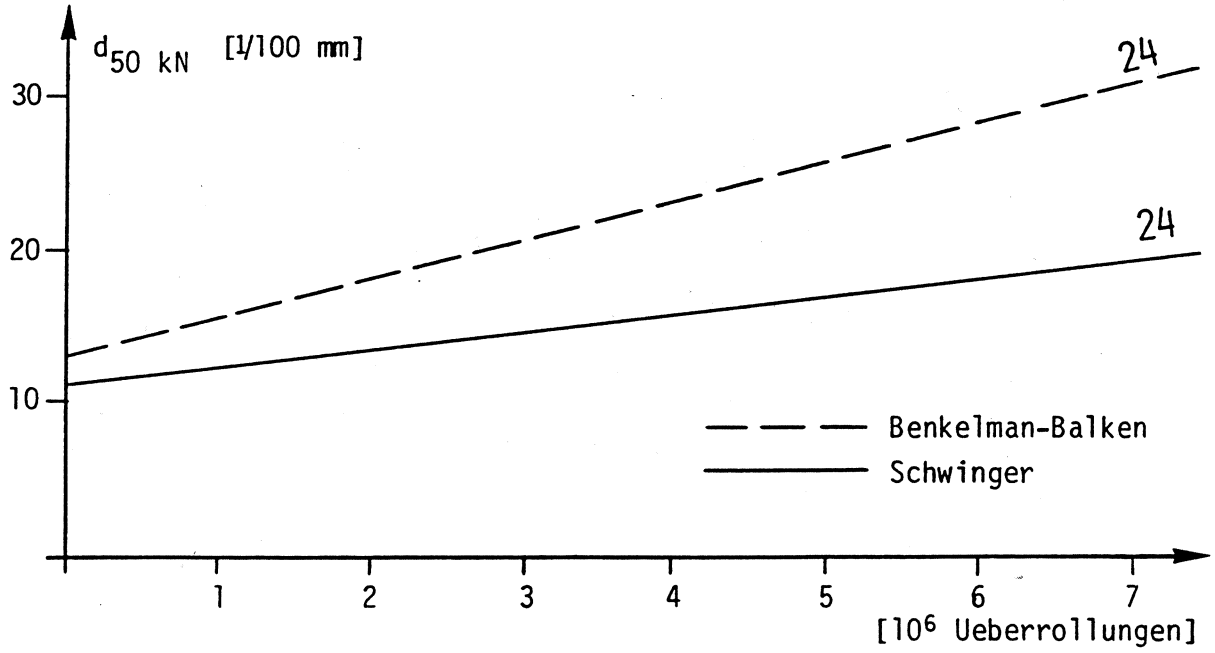
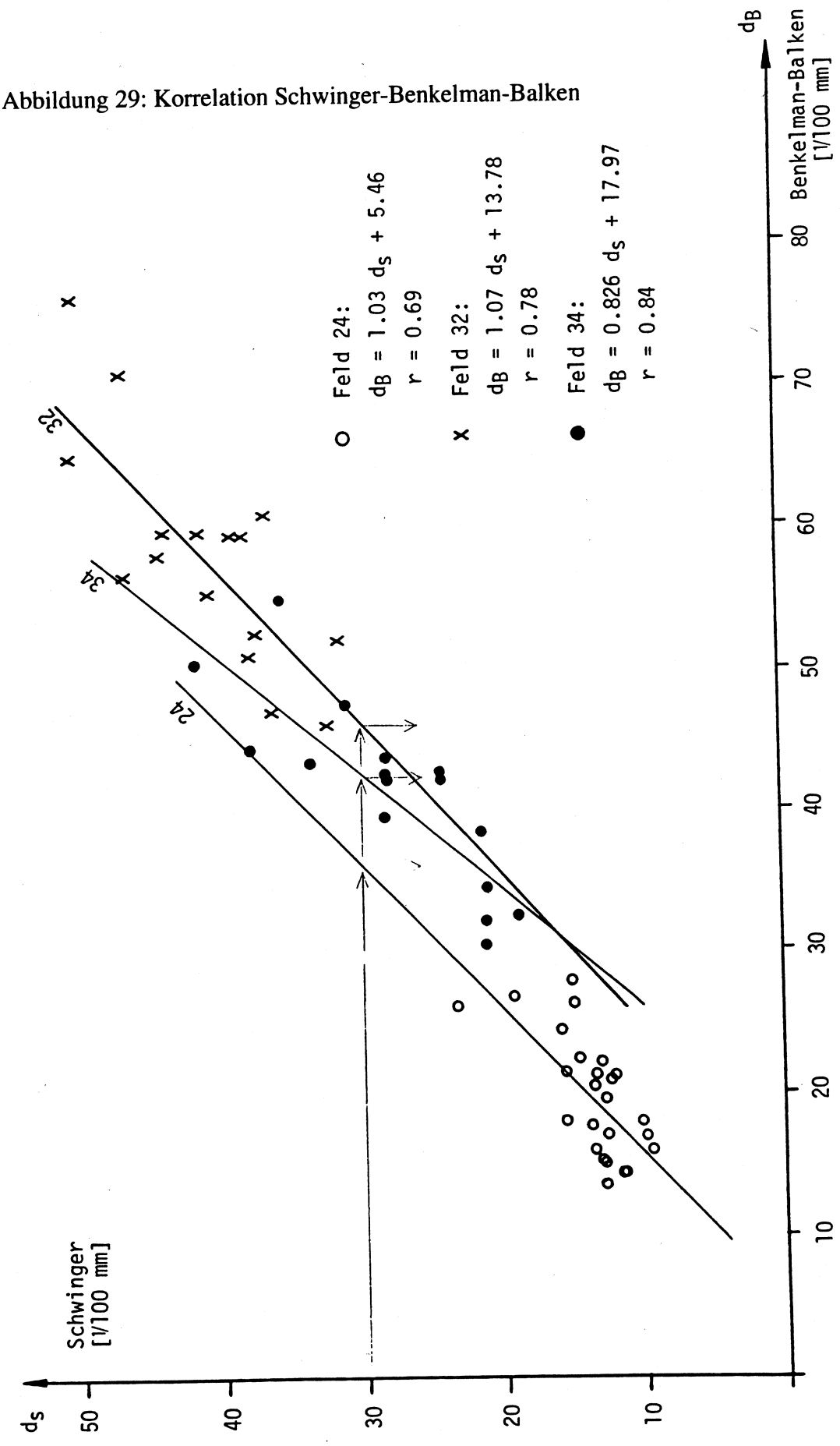


Abbildung 28: Regression der Deflektionsmessungen für Feld 24

Abbildung 29: Korrelation Schwinger-Benkelman-Balken



Um trotzdem einen Überblick über die erwähnte Problematik zu erhalten, wurde eine lineare Korrelation zwischen den Schwingermessungen und Benkelman-Balken-Messungen gesucht, sowohl auf gebundener und als auch ungebundener Fundationschicht.

In einem Diagramm (Abb. 29) wurden auf der Abszisse die Benkelman-Werte und auf der Ordinate diejenigen des Schwingers aufgetragen. Die Steigung dieser drei Geraden (Feld 24, 32, 34) ist ähnlich und zeigt im erfassten Messbereich keinen grossen Unterschied. Bei der gegebenen Streuung ist zu berücksichtigen, dass die Messergebnisse mit keiner Temperaturkorrektur verändert wurden, und dass die Belagstemperaturen im Zeitpunkt der Messungen mit jedem Gerät (nacheinander oder am folgenden Tag) unterschiedlich waren.

5. 3. 5 Deflektionsmessungen unter rollender Last

Um die Deflektionen unter rollender Last zu messen, wurde ein optoelektronisches System [5] verwendet, dessen Aufbau schematisch in Abbildung 30 dargestellt ist.

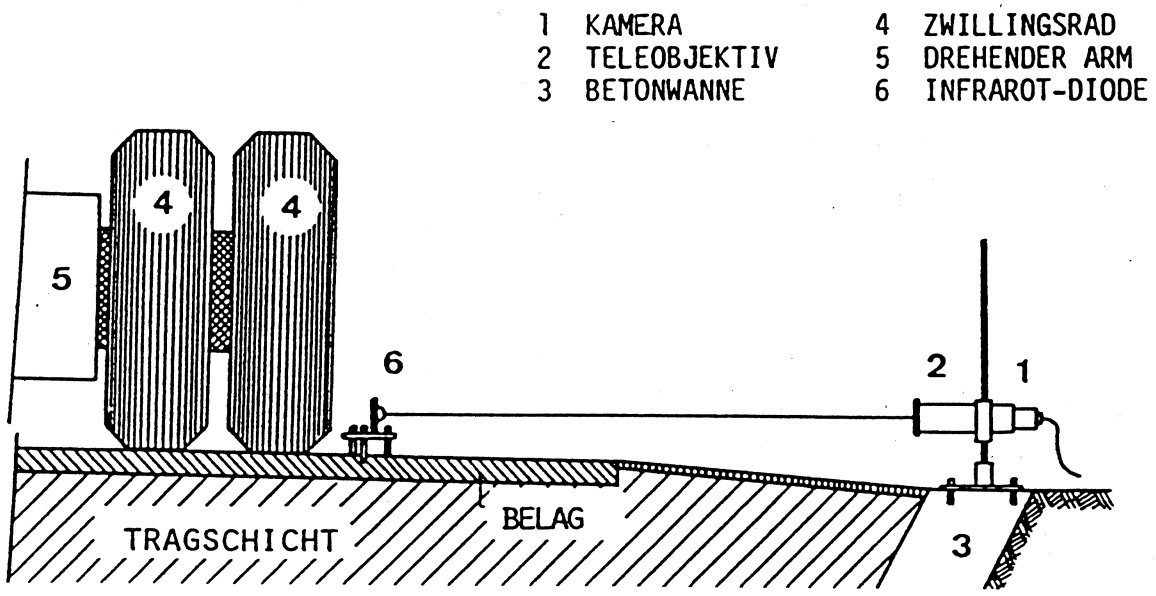


Abbildung 30: Opto-elektronisches System für die Deflektionsmessung

Mit Hilfe einer speziellen elektronischen Kamera werden die Bewegungen (Deflektionen) der Strassenoberfläche mit grösster Genauigkeit gemessen. Die Lichtquelle - eine Infrarot-Lumineszenzdiode - wird auf der Farhbahn möglichst nahe an der Vorbeifahrposition der Seitenwand des Reifens aufgestellt. Die Aufnahmeeinheit - die mit einem Teleobjektiv versehene, kompakte und würfelförmige Kamera - muss auf der Betonwanne ausserhalb der Fahrbahn montiert werden, damit sie selbst keine Bewegung mitmachen kann.

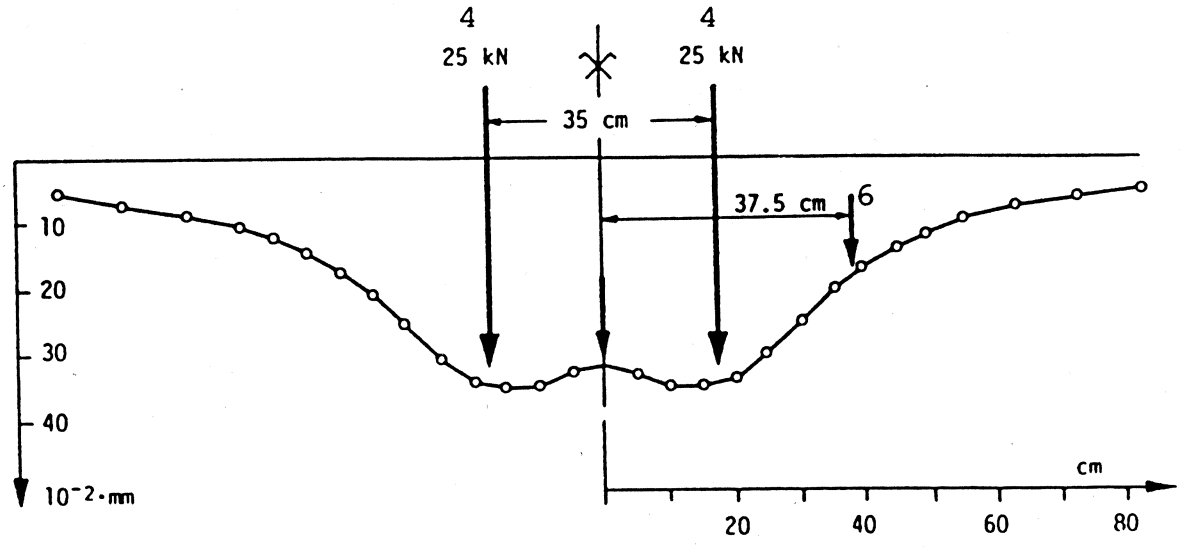


Abbildung 31: Deflektionsmulde in Querichtung unter dem Zwillingsrad.

Weil der Messpunkt an der Radaussenseite liegt, wird mit dieser Methode nicht der genau gleiche Messpunkt erfasst, wie bei der Deflektionsmessung mit dem Benkelman-Balken (Punkt zwischen den Rädern). Falls man die untersuchte Struktur kennt, kann man mit einem Berechnungsmodell die seitliche Ausbildung der Deflektionsmulde (schematisch in Abb. 31 dargestellt) berechnen. Nun ist es für jede Lage möglich, die entsprechende Korrektur an den Messwerten anzubringen (z. B. für den Messpunkt des Benkelman-Balkens oder entsprechend der Anordnung der DMS). Die folgende Tabelle 6 zeigt die Mittelwerte der drei angewendeten Methoden für die Deflektionsmessung über die gesamte Versuchsdauer hinweg.

Tabelle 6: Deflektionen mit verschiedenen Messmethoden am 7. Juli 1986 (gemessen mit Benkelman-Balken, Schwinger und Opto-Kamera).

Feld / Art der Messung	24	31	32	33	34
Benkelman-Balken (statisch)	26	74	65	52	50
Schwinger (dynamisch)	23	48	51	46	42
Opto-kamera (7 Km/h)	20		38	32	

Der Vergleich der Deflektionswerte nach Benkelman-Balken und dynamischer, optischer Messung ist nicht leicht. Zwischen den Ergebnissen findet man, je nach Tragfähigkeit des Oberbauseinen, Faktor zwischen ca. 1.3 und 2, die Anzahl von Messergebnissen ist jedoch zu niedrig, um eindeutige Werte angeben zu können. In der Tendenz ist aber ersichtlich, wie die Unterschiede zur statischen Messung mit abnehmender Tragfähigkeit grösser werden.

Auch wirken diese drei Messverfahren anders auf der Strasse. Der Benkelman-Balken ist statisch. Die Ablesung ist erst nach Eintritt des Beharrungszustandes möglich, d. h. wenn sich der Uhrzeiger um weniger als 2/100 mm/Min. bewegt. Der Schwinger gibt eine Deflektion unter einer dynamischen Last (8 Hz) von ±2 kN; die Opto-Kamera ist auch dafür geeignet, dynamisch unter Lasten von 50 kN bis 60 km/h die Deflektionen zu erfassen. Bei den in Tabelle 6 für die optische Methode angegebenen Ergebnisse handelt es sich um die Ablesungen bei einer Geschwindigkeit von 7 km/h.

5. 4 Dehnungsmessungen

5. 4. 1 Messprinzip und Auswertung

Dehnungsmessungen an Materialien des Oberbaus, durchgeführt mittels eingebauten Dehnmessstreifen (DMS, siehe Beilage 12) basieren auf dem Prinzip der Messung einer Widerstandsänderung, der in einer Wheastone'schen Brückenschaltung zusammengekoppelten DMS. Die Dehnungen werden mit einer Trägerfrequenzmessbrücke (Hottinger, Typ KWS 673.A7) in elektrische Signale umgeformt und verstärkt.

Wird das Ergebnis einer Messung (auf Magnetband gespeichert) auf Papierstreifen wiedergegeben (2-kanaliger Lineprinter), so zeigt sich im allgemeinen ein Signal, das ähnlich ist wie die in Abbildung 32 dargestellte Kurve.

RUNDLAUFANLAGE ISETH-VERSUCH NR.3

DATUM: 7.8.1986 UEBERROLLUNGEN: 3605200.
FELD: 32 SPUR: F GESCHWINDIGKEIT: 20 KM/H

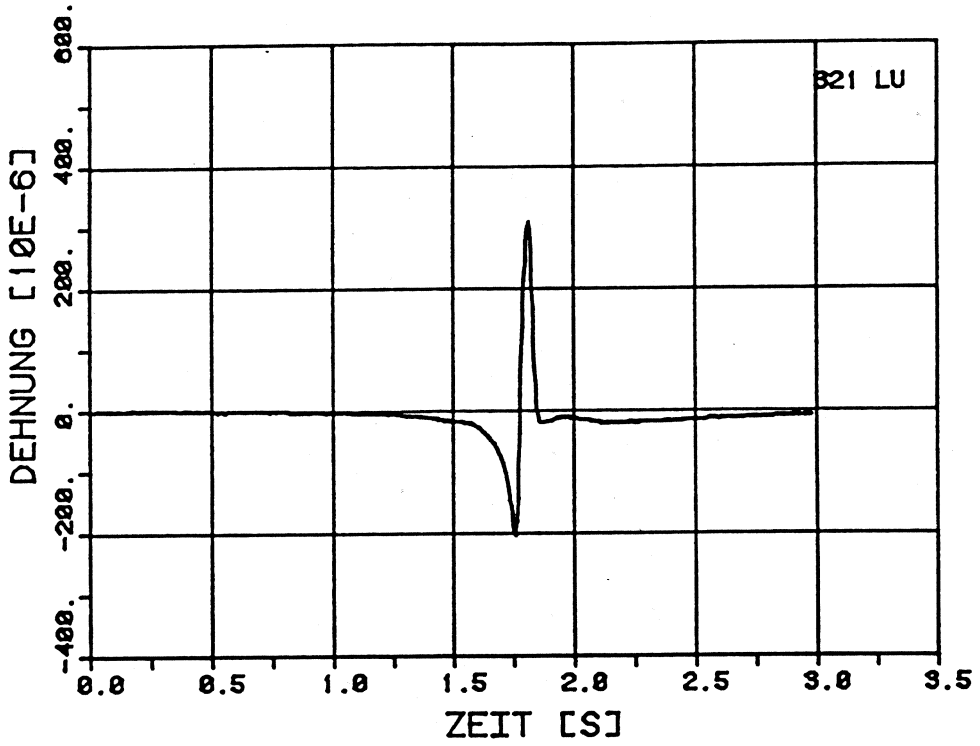


Abbildung 32: Beispiel eines Lineprinter-Graphik

Im Rahmen der Auswertung gilt es für jedes dieser Signale (aus allen noch funktionierenden DMS) die Null-Linie zu bestimmen und die maximalen und minimalen elektrischen Spannungen zu messen. Die Mittelwerte dieser Spannungen, auf 9 bis 12 Belastungsfälle bei konstanter Geschwindigkeit bezogen, werden unter Berücksichtigung der an der Trägerfrequenzmessbrücke eingestellten Empfindlichkeit in die gesuchten Dehnungen

umgerechnet. Dieses Verfahren wird feldweise und für jede DMS-Lage auch noch für die verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten (7, 20, 40, 60 km/h) wiederholt.

5. 4. 2 Betriebsbereitschaft der DMS

Vor und während dem Einbau der einzelnen Felder wurden insgesamt 36 DMS in die Felder 31, 32, 33 und 34 eingebaut, davon waren 27 (75%) nach Einbau und Verdichtung der Beläge noch funktionsfähig. Das Feld 24 hatte noch 6 DMS im Betrieb, welche schon 2.6 Mio. Überrollungen überstanden hatten. Am Versuchsende, nach mehr als drei Jahren und insgesamt 3.75 Mio. Überrollungen, waren in den Feldern 31 bis 34 noch 40 % der Anfangsquote betriebsbereit. Im Feld 24 waren nach sechs Jahren und 6.3 Mio. Übergängen noch 3 DMS (25%) funktionsfähig.

Während des dritten Versuchs wurden insgesamt sechs Messkampagnen durchgeführt, davon eine ganztägige von 7 bis 21 Uhr, mit Lufttemperaturen von 14°C bis 32°C. Einige Ergebnisse dieser Messungen werden in Kapitel 6 dargestellt und näher erläutert.

5. 4. 3 Einflussfaktoren

Wie bereits erwähnt, spielen die im Belag gemessenen Temperaturen eine entscheidende Rolle für die darin gemessenen Dehnungen. Da ein Temperaturanstieg von 15°C auf 40°C eine Vergrösserung der Dehnungen bis zu einem Faktor von 10 bewirken kann, sind vielfach andere Einflussfaktoren mit kleinerer Wirkung nur schwer erkennbar, wie zum Beispiel die Alterung der Strasse. Um mögliche Änderungen im Dehnungsverhalten bei fortgeschrittener Ermüdung oder nach eingeleiteter Rissbildung an der Belagsunterkante erkennen zu können, müsste am Versuchsanfang eine "Eichkurve /T° " für jeden einzelnen eingebauten Fühler bestimmt werden. Durch den Vergleich späterer Messergebnisse mit diesen Bezugskurven könnte es dann möglich werden, andere Einflüsse besser zu erfassen.

Im Rahmen der bisherigen Messungen konnte ein weiterer Einflussfaktor ermittelt werden, derjenige der Belastungsgeschwindigkeit. Abbildung 33 zeigt für einen DMS zwischen zwei Schichten des Feldes 33 den Einfluss der Temperatur auf die Dehnungswerte und die Abnahme der Dehnungswerte mit zunehmender Geschwindigkeit (7, 20, 40 und 60 km/h).

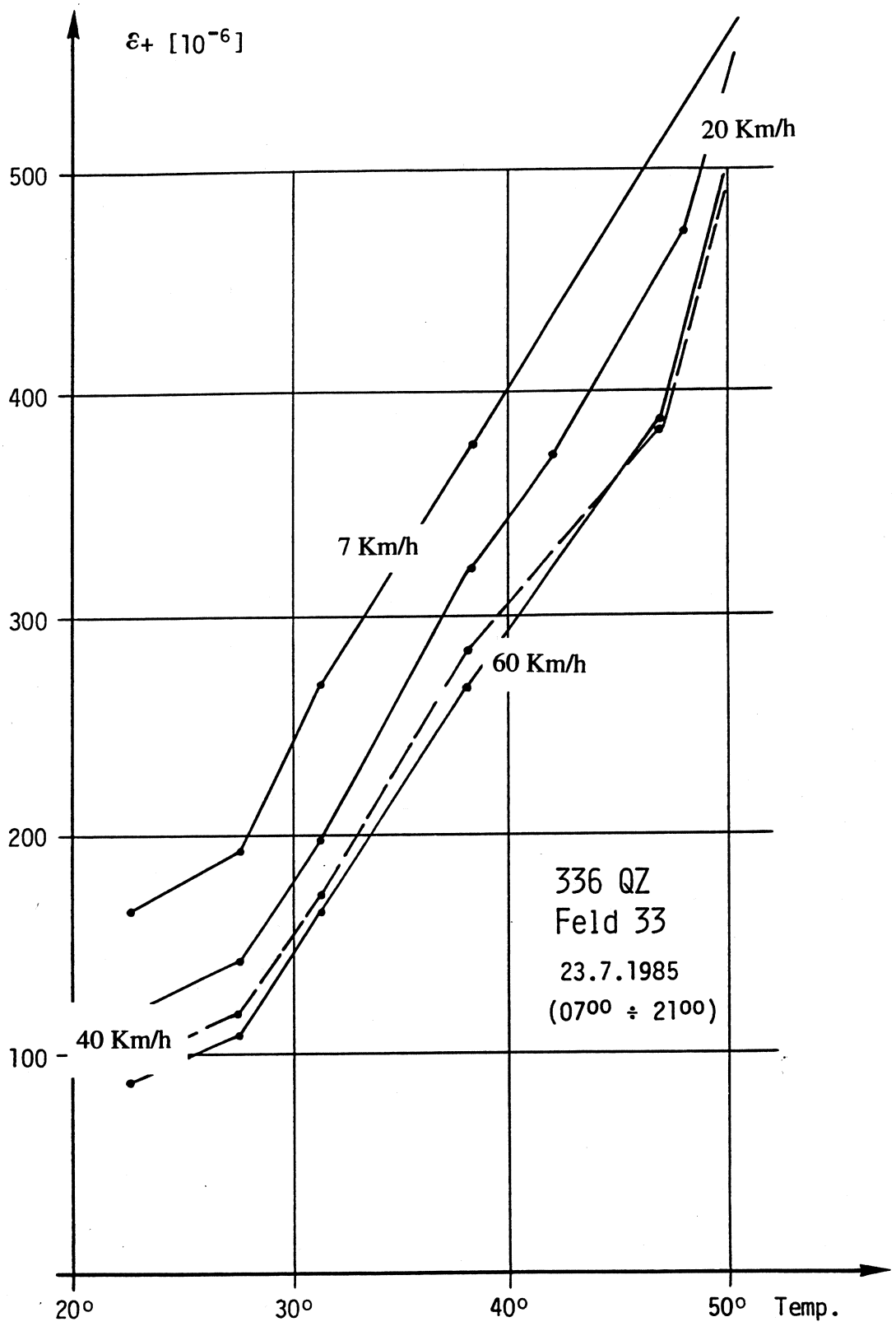
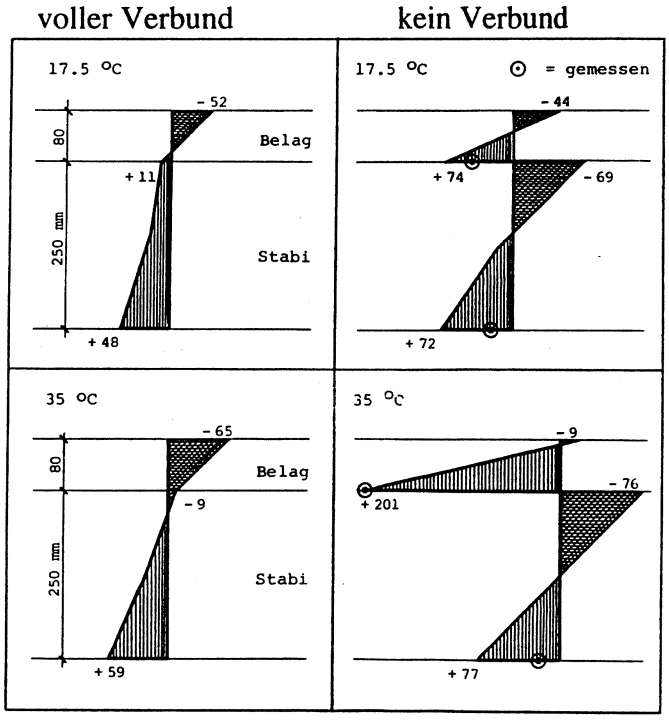


Abbildung 33: Einfluss von Belagstemperatur und Geschwindigkeit auf die Querdehnung in der Grenzfläche Deckschicht/Tragschicht auf Feld 33.

Durch die Angabe von Relativwerten wird der Einfluss zum Teil unterschiedlicher Temperaturen bei den Messungen auf den verschiedenen Feldern ausgeschaltet. Die Abnahme der Dehnungen mit zunehmender Geschwindigkeit ist deutlich erkennbar, die Unterschiede sind allerdings viel weniger extrem, als bei einer Änderung der Belagstemperatur.

Der Verbund, der zwischen den Schichten herrscht, hat ebenfalls einen grossen Einfluss auf die Dehnungen an der Belagsunterkante. Die diesbezügliche Rolle des Verbundes zwischen Belag und stabilisierter Fundationsschicht wurde zunächst theoretisch untersucht, mittels Berechnungen mit dem BISAR-Programm [7]. Am Beispiel des Feldes 24 wurden für zwei verschiedene Temperaturen die Spannungs- und Dehnungsverteilungen bei 100% und 0% Verbund berechnet. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abbildung 34 dargestellt und zeigen den Einfluss des Verbundes auf die Dehnungswerte und die Dehnungsverteilung. Dieser Einfluss wächst mit zunehmender Temperatur. Die in der Abbildung eingetragenen Dehnungswerte zeigen, dass auf dem Versuchsfeld praktisch keine Verbundwirkung festzustellen war; jedenfalls keine solche, welche so kleine Bewegungen zwischen Belag und Fundationschicht verhindern könnte.



T = 17.5° C
E_{Belag} = 9'200 N/mm^2

T = 35° C
E_{Belag} = 1'900 N/mm^2

E_{Stabi} = 6'000 N/mm^2

$E_{Untergrund}$ = 175 N/mm^2

Abbildung 34: Einfluss des Verbundes zwischen Fundationsschicht und Belag auf die Dehnung ε im Feld 24 (Belastung: Zwillingsreifen 50 kN).

6. INTERPRETATION DER MESSERGEBNISSE

6. 1 Einleitung

Die Messergebnisse, die zum Teil schon im 5. Kapitel vorgestellt wurden, sollen hier in dieser "Interpretation der Messergebnisse" genauer studiert werden, mit dem Ziel, daraus möglichst interessante Schlussfolgerungen zu ziehen. Eine Besprechung mit dem "Laboratoire central des ponts et chaussées" in Nantes (LCPC Frankreich) während dieses dritten Versuchs erwies sich als sehr positiv. Der Vergleich zwischen der französischen und der schweizerischen Rundlaufanlage erleichterte die Verständlichkeit der Daten und Resultate. Die Messergebnisse werden zum Teil einzeln ausgewertet, trotzdem darf aber der Überblick über das vollständige Messprogramm nicht verloren gehen.

6. 2 Deflektionsmessungen

Die Resultate von Schwinger und Benkelman-Balken sind in den Tabellen 4 und 5 und in den Abbildungen 24 und 26 (Schwinger), bzw. 25 und 26 (Benkelman-Balken) dargestellt.

Das Feld 24 zeigt unter der vibrierenden Belastung des Schwingers und der statischen Belastung des Benkelman-Balkens nur sehr kleine Werte (13.95 bzw. 18.9 1/100 mm). Das ist die Folge der höheren Steifigkeit der Fundationsschicht aus 25 cm Zementstabilisierung, wie sie auch auf anderen Feldern mit einer Zementstabilisierung im 2. Versuch festgestellt wurde. Bei den gegebenen Untergrundverhältnissen und dem gewählten Oberbau scheint eine Dicke der Fundationsschicht von weniger als 20 cm als zu schwach, währenddem ab 30 cm schon von einer Überdimensionierung gesprochen werden darf.

Die Felder 31 und 32, bzw. die Felder 33 und 34 ergeben paarweise ähnliche Resultate (siehe Abb. 25 und 26 sowie Tabelle 6), sowohl mit dem Schwinger (36.7 und 42.1, bzw. 32.7 und 28.2 1/100 mm) als auch mit dem Benkelman-Balken (72.8 und 61.0, bzw. 44.9 und 43.7 1/100 mm). Hier zeigt es sich, dass eine Fundationsschicht aus 30 cm gebrochenem Material die gleiche Wirkung hat wie eine Fundation aus 40 cm Kiessand rund. Das heisst, beim gebrochenen Material kommt man mit 75% der Dicke, die beim Kiessand rund benötigt wird, aus. Dieses Ergebnis wurde bereits in der Norm SN 640324

abgewendet: *"Für Ersatzschichtdicken gilt: 1 cm Kiessand rund = 0.8 cm Kiessand gebrochen (Anteil gebrochener Körnungen mindestens 2/3)".*

Werden die Spurrinnentiefen der Felder 31 und 32 bzw. der Felder 33 und 34 verglichen (Abb. 18 und 19), so zeigt sich ebenfalls, dass dieser Wert von 75 % oder 3/4 eine realistische Beziehung darstellt.

Wenn nun jetzt die Resultate aus den Deflektionsmessungen mit den praktisch erzielten Gebrauchdauern in Verbindung gebracht werden (ca. 850'000 Ueberrollungen für die erste Versuchsphase der Felder 31 und 32, d.h. TF ca. 220, bzw. extrapolierte 4'000'000 Ueberrollungen für die Felder 33 und 34, was einem TF-Wert von ca 1100 gleichkommt), so lässt sich indirekt ableiten, dass eine Deflektion (mit dem Benkelman-Balken gemessen) von ca. 75/100 mm einem Oberbau mit TF 100 entspricht und eine solche von ca. 45/100 mm einem solchen mit TF 1000. Neben den bekannten Diagrammen der Verstärkungsnorm SN 640 738, welche den massgebenden Deflektionswert anders definiert als im vorliegenden Fall mit einem einfachen Mittelwert, wäre dies eine weitere einfache Methode für die Abschätzung der Gebrauchsdauer bestehender Strassen, bzw. der Abschätzung der Verkehrsbelastung, für welche sie vorgesehen sind.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass sich die beiden Felderpaare 31/32 und 33/34 praktisch nur durch die Dicke des bituminösen Belages unterscheiden, entspricht der Beitrag von 60 mm Belag einerseits einer Abminderung der Deflektion (Benkelman-Balken) von 25 bis 30/100 mm, anderseits aber einer 4- bis 5-fachen Erstreckung der Gebrauchsdauer.

6. 3 Bleibende Verformungen der Strasse

Die Abbildungen 18, 19 und 20 zeigen die bleibenden Verformungen der fünf Felder des dritten Versuchs. Die Ergebnisse können aufgrund der Struktur der verschiedenen Felder in drei Grupppen unterteilt werden. Die erste Gruppe umfasst die zwei "dünnen" Felder Nr. 31 und 32 (Abb.18), die die grössten Einsenkungen aufweisen. Dieser Zustand ist die Folge einer zu schwachen Deckschicht (6 cm TA 16), die nicht in der Lage ist, die Spannungen in die Fundationsschicht und auf den Boden zu verteilen.

Das unterschiedliche Verhalten dieser zwei Felder am Anfang des Versuchs ist vorerst schwierig zu erklären, vor allem weil schon früher festgestellt wurde, dass diese zwei Fundationsschichten (30 cm gebr. Mat und 40 cm KS rund) gleichwertig sein müssten. Ansonsten verhalten sich diese zwei Felder nach einer anfänglichen Nachverdichtung (10 bis 15 mm) ähnlich und bleiben die Ergebnisse vergleichbar (8 bis 12 mm). Es wird hier die Vermutung geäussert, dass im Bereich geringer Gesamtdicken des Oberbaus neben der Festigkeit der Materialien auch die Schichtdicken selber eine Rolle spielen. Bei der geringen Gesamtdicke des Oberbaus von Feld 31 ist eine grössere Beanspruchung und Verformung des Planums zu erwarten (auch an der stärkeren Nachverdichtung am Anfang feststellbar), die sich dann bis zur Oberfläche zeigt.

Nach der zweiten Belagsreparatur (Verstärkung) verhielten sich diese Felder ähnlich wie die Felder 33 und 34, was nochmals den früheren Verdacht des Untergrundeinflusses erhärtet. Aufgrund von Bohrkernuntersuchungen und der Aufgrabungen am Versuchsende kann man davon ausgehen, dass sich die Verformung anteilmässig mit 30 bis 40 % auf die Beläge, 10 bis 25 % auf die Fundationsschicht und 40 bis 55 % auf den Untergrund verteilt.

Die Felder 33 und 34 weisen eine regelmässige aber schwache Entwicklung der Spurrinnentiefe (Abb. 19) von ca. 2.6 mm pro 1 Mio. Überrollungen auf. Wie schon früher erwähnt wurde, ist kein Unterschied aufgrund der verschiedenen Fundationsschichten feststellbar. Ein kleiner "Sprung" ergibt sich nach der Lasterhöhung von 5 auf 6 Tonnen (25. 7. 85), eine bedeutende Verschlechterung des Zustandes der Strasse tritt aber erst nach der Änderung der Lastverteilung am 7. 8. 86 auf.

Die Spurrinnentiefe des Feldes 24 (Abb. 20) ändert sich nur sehr wenig (1.05 mm pro 10^6 Überrollungen) und nach mehr als 6 Mio. Überrollungen misst man mit der 2-Meterlatte nur eine Spurrinne von 10 mm Tiefe. Die Lasterhöhung zeigte praktisch keinen Einfluss, dafür brachte die geänderte Lastverteilung wie für alle anderen Felder eine sichtbare Veränderung. Um die Wirkung dieser Änderung der Lastverteilung besser beurteilen zu können, hätte der dritte Versuch länger dauern sollen.

Die geschätzte Verteilung der bleibenden Verformung auf die verschiedenen Beläge und den Boden ist in Tabelle 7 angegeben. Feld 24, bestehend aus einer Fundationsschicht aus Zementstabilisierung, ist sehr steif und deshalb treten ca. 95 % der Verformungen in den oberen Schichten (Deck- und Tragschicht) auf, während die restlichen 5 % vom Untergrund

herrühren. Die Zementstabilisierung ist praktisch nicht komprimierbar und die auf den Untergrund wirkenden Spannungen sind gering. Dieser Aufbau wird somit sinnvollerweise auf schlechten Böden angewendet.

Die Felder 31 und 32 sind eindeutig zu schwach dimensioniert, konnte doch schon nach kurzer Zeit eine Verformung der Deckschichten beobachtet werden (mit Verschiebung zur Seite hin). Anteile der Gesamtverformung kommen auch vom Untergrund(40 bis 55%) und von der Fundationsschicht (10 bis 25 %) her. Diese Felder stellen hohe Anforderungen an den Untergrund und es entstehen grössere Verformungs-/Setzungsmulden.

Die Felder 33 und 34 sind steifer und bringen deshalb eine kleinere Beanspruchung auf den Boden. Die Fundationsschichten sind dicker und so werden die Lasten besser verteilt; es gibt weniger bleibende Verformungen des Bodens (30 - 45 %). 40 bis 55 % der bleibenden Verformungen sind in den bituminösen Belägen konzentriert und der Rest von 15 bis 20 % erscheint in der Fundationsschicht.

Tabelle 7: Verteilung der gesamten vertikalen Verformung auf die verschiedenen Schichten

Feld-Nr.	31	32	33	34	24
Deckschicht	40%*)	30%*)	20%	10%	60%
Tragschicht			35%	30%	35%
Fundationsschicht	10...20%	15...25%	15%	20%	0%
Untergrund	40...50%	45...55%	30%	40%	5%

*): Für die Felder 31 und 32 wird bei der Deckschicht der gesamte Verformungsanteil der bituminös gebundenen Schichten angegeben

6. 4 Befahrbarkeitswert

Wie schon im Kapitel 5. 2. 2 erklärt wurde, kann mit Hilfe des Befahrbarkeit-Wertes PSI das Gesamtverhalten von Strassen gut abgeschätzt werden. Der PSI-Wert wurde für die Rundlaufversuche anhand der folgenden Formel berechnet:

$$PSI_{tot} = 5.03 - 1.91 \log (1 + 0.67\, s_W^2) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38\, RD^2$$

wobei: s_W = Standardabweichung der W_i-Werte (gemäss SN 640 520)
W_i-Werte = Ordinatenwerte Y_i der Kurve (Längsprofil) im Abstand von 100 cm
C+P = Risse und Flickstellen (cracks and patches) in Fuss, bzw. Quadratfuss Belagsoberfläche
RD = Rinnentiefe (rut depth) in Zoll, unter einer Latte von 4 Fuss (1.2m)

Die üblicherweise auf Strassen geltenden Anfangswerte wurden am Rundlauf zu Beginn des Versuchs nicht überall erreicht (siehe Tabellen 4 und 5), was zum grössten Teil auf die engen Einbauverhältnisse zurückzuführen ist.

Der Grenzwert des s_W-Wertes wurde auf dem Feld 31 sehr bald überschritten und nach knapp 700'000 Überrollungen wurde eine Reparatur dieses Feldes für den weiteren Betrieb notwendig. Im Feld 32 erreicht der s_W-Wert nach 1 Mio. Übergängen ca. 6 %, währenddem die Felder 33 und 34, mit dem dickeren Belag, den Grenzwert während des Versuches nicht erreichten. Feld 24 weist nach 6 Mio. Übergängen einen s_W-Wert von 3.80 % auf (Tab. 5), am Schluss, nach 6.25 Mio. Überrollungen einen solchen von 5.60 %.

Im Sinne einer Zustandsbeurteilung gemäss Norm SN 640 925 "Zustandserfassung und Bewertung von Strassen" kann die Spurrinnenbildung auf den Feldern 31 und 32 als kritisch bis schlecht bezeichnet werden, auf den Feldern 24, 33 und 34 als mittel bis ausreichend.

Im übrigen können die im Verlaufe des 3. Rundlaufversuches festgestellten Ergebnisse bezüglich der Entwicklung des Befahrbarkeitswertes als **"klassisches Schulbeispiel"** für die Verhaltensfunktion von Strassen und deren Kennzeichnung durch den Befahrbarkeitswert betrachtet werden. So ist unter anderem ganz deutlich erkennbar:

- die anfängliche "Unterdimensionierung" der Felder 31 und 32 mit steil abfallender Verhaltenskurve,
- die geringe momentane Zustandsverbesserung durch die Oberflächenbehandlung
- die leichte Veränderung der Verhaltenskurve durch die Oberflächenbehandlung
- die stärkere momentane Zustandsverbesserung nach der definitiven Reparatur der Felder 31 und 32
- die veränderte Verhaltenskurve der Felder 31 und 32 nach der definitiven Reparatur. Nach dieser Massnahme ist die Belagsdicke dieser Felder praktisch identisch mit derjenigen der Felder 33 und 34; die Verhaltenskurven verlaufen nun nahezu gleich.

6. 5 Dehnungsmessungen (DMS)

6. 5. 1 Allgemeines

Während des dritten Versuchs wurden fünf DMS-Messkampagnen durchgeführt, das heisst ungefähr alle zehn Monate, von August 1983 bis September 1986. Die Anzahl betriebsbereiter Dehnmessstreifen wurde immer kleiner, bis am Schluss von 36 eingebauten DMS nur noch 11 funktionierten. Vier der Messkampagnen ermöglichten mit den übriggebliebenen DMS einen guten Überblick über alle Felder, währenddem eine Messung am 25. Juli 1985 nur auf einem Feld durchgeführt wurde, dafür während eines ganzen Tages (7.00 bis 21.00 Uhr). Die Ergebnisse dieser Messung sind am bedeutungsvollsten und werden deshalb in diesem Kapitel genauer analysiert.

6. 5. 2 Messkampagne vom 25. Juli 1985

Wir begannen die erste Messung um 7:20 Uhr am Morgen und die Zehnte fand am 20:50 Uhr statt. Das Wetter war sonnig und sehr heiss mit Aussentemperaturen zwischen 15°C am Morgen und 30°C am Nachmittag und Belagstemperaturen von 21°C am Morgen und 50/51°C am Nachmittag (in einer Tiefe von 20, bzw. 40 mm). Es bestanden also grosse Temperaturunterschiede im Belag (30°C). Dies kann zu einer wesentlichen Änderung in der Spannungsverteilung in den Belägen führen.

Die genannte Temperaturdifferenz hat einen grossen Einfluss sowohl auf den Belag selber als auch auf die verschiedenen Grenzflächen (Deckschicht-Tragschicht; Tragschicht-Fundationsschicht). Auch ohne Belastung können im Belag Spannungen auftreten, welche das Haftverhalten zwischen der Schichten beeinflussen. Abbildung 33 zeigt den Einfluss der Temperatur an der Unterkante einer Deckschicht TA 16, in 40 mm Tiefe an der Kontaktfläche zur Tragschicht.

Bei einer Geschwindigkeit von 20 km/h nimmt die Dehnung ε um ca. 150 10^{-6} bei einer Erwärmung um 10° C zu, was zu einer Zunahme der Dehnung ε um 460 % zwischen 20° und 51° C führt (ε = 100, bzw. 560). Die 4 verschiedenen Geschwindigkeiten ergeben ähnliche Resultate, aber der Einfluss der Geschwindigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur ab. Die Umrechnung in Prozente ergibt einen besseren Überblick :

	23° C	50° C
7 km/h	100 %	100 %
20 km/h	72 %	89 %
40 km/h	59 %	84 %
60 km/h	53 %	83 %

Die Belastungszeit ist bei kleiner Geschwindigkeit länger und verursacht eine grössere Beanspruchung des Belages. Die unregelmässige Variation zwischen den Resultaten mit 7, 20, 40 und 60 km/h wurde auch auf der Rundlaufanlage von Nantes bemerkt und beweist ein unlineares Verhalten der bituminösen Schichten.

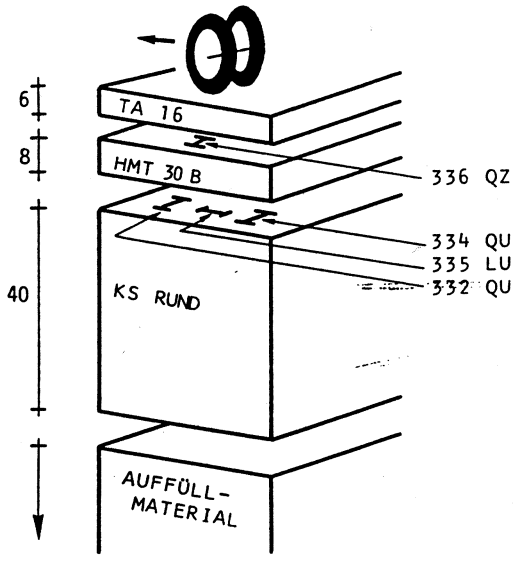
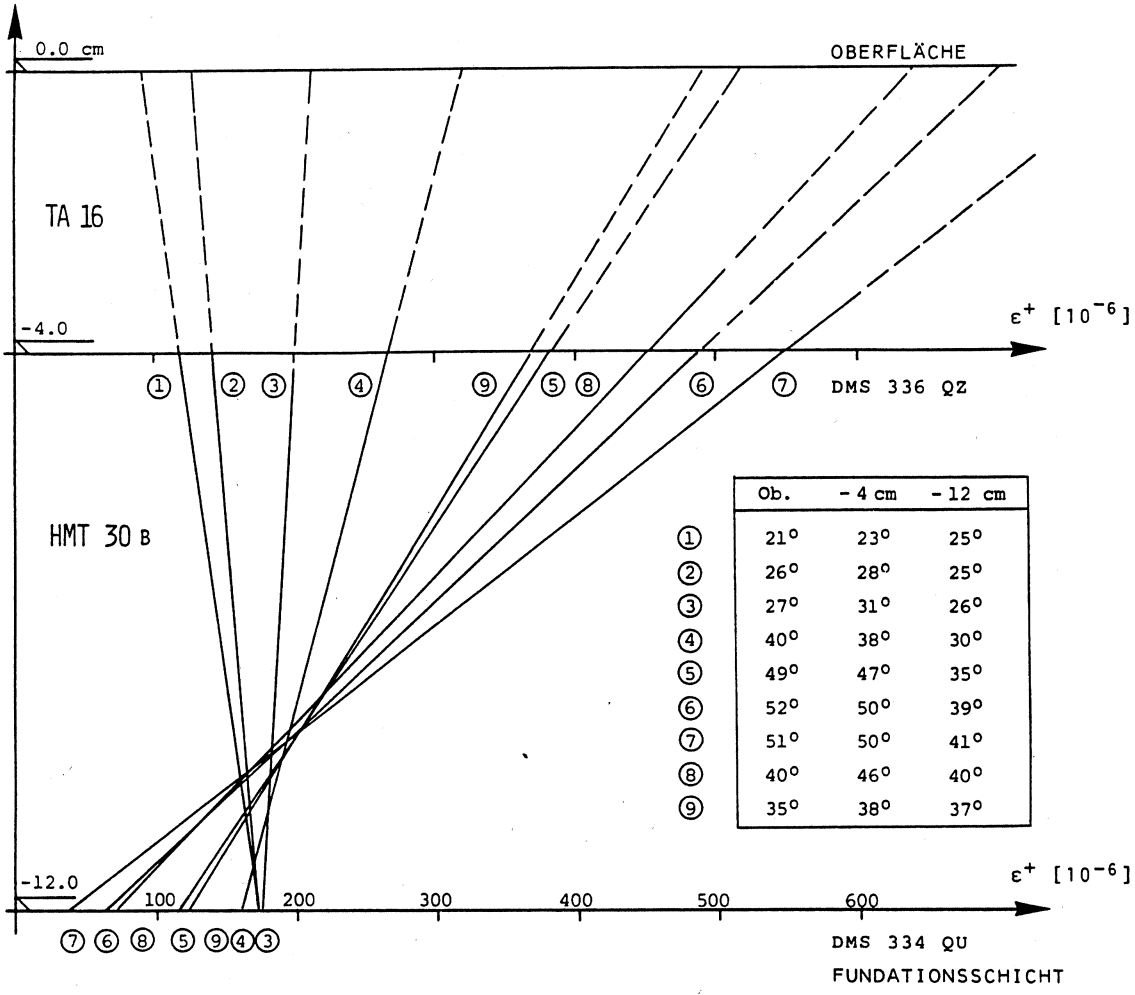


Abbildung 35: Lage der DMS auf Feld 33 (schematische Darstellung)

Abbildung 35 zeigt die 4 noch betriebsbereiten DMS des Feldes 33. Für diese Instrumentierungsanordnung zeigt Abb. 36 eine schematische Darstellung der Messergebnisse. Die Dehnungen sind auf 2 Stufen gezeichnet (-4cm und -12cm) und die Ergebnisse einer Messung sind durch eine Gerade miteinander verbunden (1, 2, 3, 4, usw.) Die y-Achse stellt eine vertikale Ebene im unbelasteten Zustand dar. Die verschiedenen eingezeichneten Geraden zeigen die nacheinanderfolgenden Stellungen dieser Ebene unter Belastung, bei steigender Temperatur. Bei niedrigeren Temperaturen (Geraden 1, 2 und 3) sind die Dehnungen in beiden Tiefen praktisch gleich. Die "Arbeit", welche durch die Belastung ausgelöst wird, ist sofort bis unten verteilt. Bei höheren Temperaturen wird die Dehnung immer weniger nach unten verteilt, so dass die relative Verschiebung zwischen den Körnern des Belages grösser wird.



	Ob.	- 4 cm	- 12 cm
①	21°	23°	25°
②	26°	28°	25°
③	27°	31°	26°
④	40°	38°	30°
⑤	49°	47°	35°
⑥	52°	50°	39°
⑦	51°	50°	41°
⑧	40°	46°	40°
⑨	35°	38°	37°

Abbildung 36: Horizontale Dehnungen im Belag von Feld 33 bei verschiedenen Temperaturen

6. 6 Kontrolle der Gebrauchsdauererwartung der Versuchsfelder

6. 6. 1 Zielsetzung

Am Anfang des dritten Versuchs wurde die Gebrauchsdauererwartung für die 5 verschiedenen Felder berechnet. Diese Berechnung wurde mit einem CBR-Wert von 10% durchgeführt, welcher der geplanten Tragfähigkeit entspricht, und mit einem solchen von

20%, welcher eine Zunahme der Tragfähigkeit berücksichtigt. In Kenntnis der Ergebnisse aus den Bodenuntersuchungen am Versuchsende wird nun die Ueberprüfung der ursprünglichen Annahmen möglich.

6. 6. 2 Annahmen und Vorgehen

Die Auswertung beruht auf Ergebnisse des AASHO-Tests und auf folgende Annahmen:

- die AASHO-Formel für flexible Strassen ist gültig
- der durchschnittliche CBR-Wert eines Feldes über die ganze Versuchsdauer kann auf Grund der gemessenen M_E-Werte am Versuchsanfang und -ende bestimmt werden. Im Falle von nicht allzu stark unterschiedlichen Werten wird der Mittelwert gewählt. Wenn eine grosse Zunahme der Werte bei Versuchsende festzustellen ist, muss die anfängliche Konsolidierungsphase (Nachverdichtungsphase) berüchsichtigt werden, eventuell durch die Wahl zweier unterschiedlicher CBR-Werte.
- die für die Versuchsfelder auf der Rundlaufanlage berechneten Befahrbarkeitswerte (PSI) sind trotz einer anderen Methode für die Messung der Längsebenheit (Nivellement, daraus des s_W-Wertes, daraus wiederum Umrechnung in PSI-Werte aufgrund von Korrelationswerten) mit denjenigen der AASHO-Methode vergleichbar. Die Gültigkeit der gewählten Korrelation ist im Anhang des Schlussberichts des ersten Rundlaufversuchs [1] ausführlich erläutert.

Das Vorgehen für die Bestimmung der Materialkoeffizienten erfolgt in vier Etappen :

1. Bestimmung eines durchschnittlichen CBR-Wertes für die ganze Versuchsdauer und für jedes Feld.
2. Berechnung, mittels der AASHO-Formel, einer Reihe von theoretischen PSI-Kurven für verschiedene Kombinationen von CBR und Stärkenindex (SN).
3. Vergleich der theoretischen mit den gemessenen PSI-Kurven. Bestimmung der SN-Sollwerte für die entsprechenden CBR-Werte (aus 1).
4. Rückrechnung der Materialkoeffizienten aus dem SN-Sollwert.

Beilage 1 zeigt die Ergebnisse der M_E-Messungen für alle Felder, sowohl am Anfang als auch am Schluss des Versuchs. Für die Umrechnung wurde die einfache Korrelation:
M_E [kN/m^2] = 2000 CBR [%] benutzt.

Die Werte in Beilage 1 zeigen deutlich, dass der M_E-Wert wie auch der Tragfähigkeitskoeffizient CBR unter der wiederholten Belastung zugenommen haben und damit eine höhere Tragfähigkeit erreicht wurde. Feld 24 ist ein Fall für sich und wurde schon in Kapitel 6.3 diskutiert. Die unveränderliche Tragfähigkeit des Bodens im Laufe des Versuchs kommt von der sehr starren Fundationsschicht (Zementstabilisierung), welche die Belastung gut verteilt und zu kleinen Einsekungen führt. Die anderen Felder wurden stark verdichtet und erreichen ca. 3 bis 6 Mal grössere M_E-Werte als am Anfang. Der CBR-Wert war am Anfang des Versuchs ca. 5 %. Am Schluss sind einige Werte bis zu 32 % gestiegen, was einen Durchschnitt von ca. 25 % ergibt (siehe Beilage 1). Feld 24 behält einen CBR-Wert von 10 % während des ganzen Versuchs.

6. 6. 3 Berechnung der Gebrauchsdauererwartung

Mit den eben ermittelten CBR-Werten können nun die Gebrauchsdauern berechnet werden. Die Gebrauchsdauererwartung W wurde für alle Felder mit CBR-Werten von 5 % bis 25 % und für einen Endbefahrbarkeitswert PSI von 2.5 gerechnet (Tabelle 8). Die tatsächlichen Belastungen sind im rechten Teil der Tabelle eingetragen.

Tabelle 8: Nachrechnung der Gebrauchsdauererwartung (Belastungszahlen in Millionen)

	CBR-Wert für Berechnung					Belastungen im 3. Versuch (x 10^6)			
Feld Nr.	5%	10%	15%	20%	**25%**	Total	davon 5 T	davon 6 T	**W/TF** (SN 640 320)
24	0.4	1.3	2.2	3.0	**5.5**	6.25	4.70	1.55	**18.7/2600**
31	0.07	0.28	0.41	0.65	**0.95**	0.6	0.6	--	**1.39/190**
32	0.08	0.3	0.5	0.8	**1.25**	0.8	0.8	--	**1.85/250**
33	0.6	2.1	3.0	5.3	**8.0**	3.77	2.22	1.55	**13.0/1800**
34	0.5	2.0	2.9	5.0	**7.3**	3.77	2.22	1.55	**13.0/1800**

Wie aus den Ergebnissen hervorgeht, wurden im 3. Rundlaufversuch, wie schon bei den vorausgegangenen Versuchen die theoretisch erwarteten Gebrauchsdauern erheblich überschritten. Selbst unter der Annahme eines durchschnittlichen CBR-Wertes von 25% für die gesamte Versuchsdauer (kann wohl für die Felder 33 und 34 gelten, eher weniger für die

kürzere Zeitspanne der Betrachtung für die Felder 31 und 32 - bis zur Durchführung einer Oberflächenbehandlung - und auch nicht für Feld 24 mit einem eher konstanten CBR-Wert bei 10%) wurden die theoretischen Werte um einem Faktor von ca 1.5 bis 2 für die Felder 31 bis 34 und einem Faktor von ca. 3.5 (wenn nicht gar von 10 bei CBR 10%) für Feld 24 übertroffen.

Sehr beeindruckend sind auch die als W-, bzw. TF-Werte (bez. auf 20 Jahre) umgerechneten tatsächlichen Belastungszahlen am Rundlauf während diesem 3. Versuch, welche für die Felder 24, 33 und 34 der Verkehrsklasse T5 für die Dimensionierung entsprechen. Daneben treten auch die Unterschiede der Werte für die Felder 31/32 einerseits und 33/34 anderseits mit einem Faktor von ca. 10 bei "nur" 60 mm Differenz in der Belagsdicke besonders hervor. Diese Werte sind aber unter Berücksichtigung der theoretischen Grundlagen nicht besonders erstaunlich und in der Praxis kann man als "Faustregel" annehmen, dass nur 25 bis 30 mm Unterschied in der Belagsdicke genügen, um die doppelte äquivalente Verkehrslast zu bewältigen. Eine weitere Interpretation dieser Unterschiede aus der Sicht der Materialermüdung folgt noch im Abschnitt 6.8.

6. 7 Bestimmung der Materialkoeffizienten

Die vollständigen AASHO-Formel für flexible Strassen bildet die Grundlage für die Bestimmung der Materialkoeffizienten. Mit dieser Formel kann der theoretische Befahrbarkeitsindex (PSI) berechnet werden in Funktion der Anzahl Normachslasten, des Stärkenindexes des Oberbaus (SN) und des Bodentragfähigkeitswertes (S). Nach einigen Umrechnungsschritten kann die Formel wie folgt angegeben werden:

$$PSI_t = 4.2 - 2.7\ e^{b\ [\ln W_{t18} - 9.36 \ln(SN+1) + 0.2 - 0.372(S_i - 3)]}$$

Wobei:

PSI_t : zur Zeit "t"

W_{t18} : Anzahl Normalachslasten (à 8.16 Tonnen) zur Zeit "t"

SN : Stärkenindex des Oberbaus (in Zoll)

S_i : Bodentragfähigkeitswert (wird aus dem CBR-Wert berechnet, mittels der sog. "Kentucky-Korrelation " [9]

$b = 0.4 + [\ 1094\ (SN + 1)^{-5.19}\ ]$

Mit Hilfe dieser Formel wurden schon beim zweiten Versuch [2] für verschiedene Kombinationen von CBR- und SN-Werten die theoretischen PSI-Kurven berechnet, welche auch für die Auswertung des 3. Versuches verwendet wurden. Aus den getroffenen Annahmen für die Tragfähigkeit des Untergrundes (CBR-Wert) und dem Vergleich zwischen dem festgestellten Verhalten (Befahrbarkeitswert PSI) und den theoretischen Kurven ergaben sich die in Tabelle 9 angegebenen theoretischen SN-Werte für die verschiedenen Felder.

Tabelle 9: Berechnung der Materialkoeffizienten aufgrund der AASHTO-Gleichungen

Feld	CBR-Wert (%)	SN-Wert (Annahme*)	Theor. SN-Wert	Material-Koeffizient	
				Schicht	Koeffizient
24	10	9.02	22.5	Belag** Zementstabi	0.44 0.75
31	20 (15)	6.84	7.9 (8.3)	Belag** KS gebrochen	0.44 0.18 (0.19)
32	20 (15)	7.04	8.3 (8.7)	Belag** KS rund	0.44 0.14 (0.15)
33	25	9.68	10.5	Belag** KS rund	0.44 0.13
34	25	9.48	10.5	Belag** KS gebrochen	0.44 0.17

*: siehe Abschnitt 2.2
**: im Rahmen dieser Berechnungen wurde der Materialkoeffizient für die Beläge als mit 0.44 konstant angenommen

Für die Felder 31 bis 34 mit ungebundenen Fundationsschichten zeigen die Werte der Tabelle 9 relativ geringfügige Abweichungen zwischen den normalerweise gemäss AASHTO gerechneten Weren und denjenigen, die aus dem Verhalten beim Versuch abgeleitet wurden. die gegenüber den "Normwerten" um ca. 15% höheren Materialkoeffizienten bringen eine gewisse Tendenz zur Ueberdimensionierung zum Ausdruck, wie sie schon früher hatte festgestellt werden können [6]. Das Ergebnis ist in diesem Sinne als absolut "normal" zu betrachten. Aus diesen Ergebnissen sind keine zwingenden Forderungen nach einer Revision der bestehenden Dimensionierungsnormen abzuleiten.

Feld 24 hatte schon am Ende des 2. Versuches alle Beteiligte verblüfft und das ausserordentlich starke Verhalten hielt auch im ganzen Verlauf des 3. Versuches an. Realistisch gesehen ist ein Materialkoeffizient von 0.75 ausserhalb der "Normalität" für eine flexible Bauweise (und für eine solche Bauweise gelten die verwendeten Formeln), so dass die Begründung für dieses erstaunliche Verhalten anderswo gesucht werden muss. Eine mögliche Erklärungshypothese führt zur Annahme, dass bei der gegebenen Bauart (und die verwendete Zementstabilisierung sah am Schluss ja eher wie ein Magerbeton aus, ohne aber dementsprechend eine stärkere Neigung zur Rissbildung aufzuweisen) die genannten Formeln tatsächlich nicht mehr zutreffen und sich eher eine Analyse im Sinne einer starren Bauweise aufdrängen würde. Träfe dies zu, so wäre der hier vorliegende Aufbau (25 cm Zementstabilisierung und 8 cm Belag) als gleichwertig mit einer 24 cm dicken Betonplatte direkt auf dem Planum zu betrachten. Solchermasssen sieht ja ein Aufbauquerschnitt für die am Rundlauf im 2. und 3. Versuch aufgelaufene Verkehrsbelastung aus. Wiederum unter dem Aspekt der Zementstabilisierung spricht das gefundene Ergebnis sehr stark für eine Anhebung der entsprechenden Materialkoeffizienten, auch wenn dabei keine höheren Werte als für Belagsmaterialien angewendet werden sollten. Schliesslich verbleibt noch der Gedanke, ob dieser Aufbau nicht zu einem neuen Dimensionierungskonzept führen könnte: Herstellung einer grundsoliden Unterlage und darauf Aufbau eines dünnen bituminösen Belages mit der Funktion der Gewährleistung der benötigten Oberflächeneigenschaften.

6. 8 Anwendung eines Mehrschichtenmodells

Im Abschnitt 6.6 konnte bei der Berechnung der Gebrauchsdauererwartung festgestellt werden, dass alle Abschnitte sich weitaus besser verhalten haben als ursprünglich angenommen, und dass vor allem frappante Unterschiede zwischen den Feldern mit 60, bzw. 120 mm Belag bestehen. In einer vergleichenden Modellberechnung von solchen Oberbautypen sollen Hinweise gewonnen werden für die Gründe, die zu diesem Ergebnis führen. Die Berechnungen wurden mit Hilfe des Mehrschichtenprogramms BISAR [7] durchgeführt, bei dem ein elastisches Verhalten aller Schichten angenommen wird. Die berechneten Punkte an der Oberflächen und bei den tieferen Schichtgrenzen sind in den Abbildungen 37 und 38 mit Kreisen dargestellt. Der Verbund zwischen den Schichten wurde bei der Berechnung vernachlässigt.

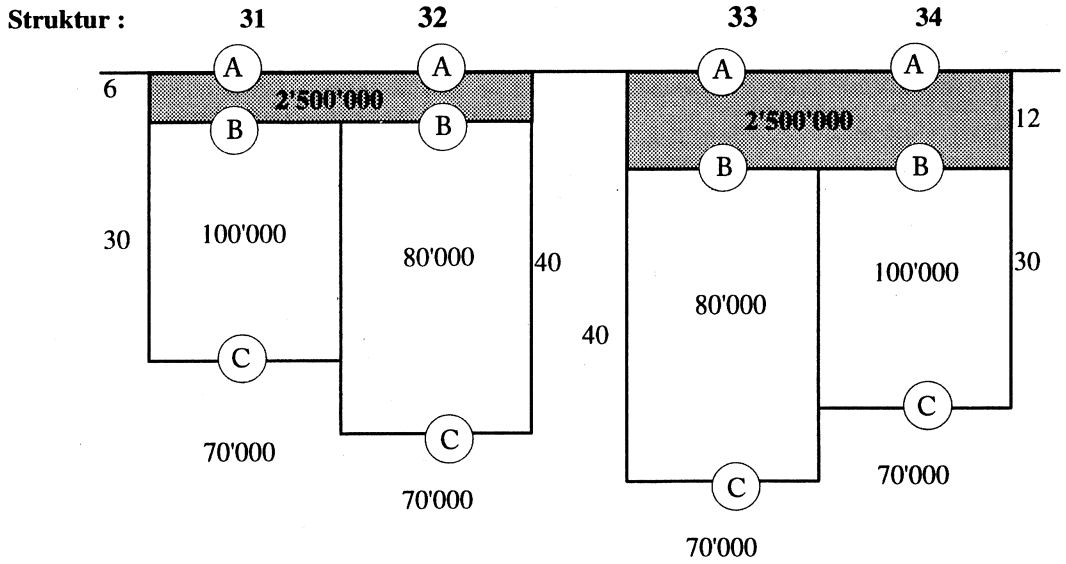


Abbildung 37 : Annahmen für die BISAR-Berechnungen (Moduli der Schichten in kN/m^2 für T° = ca. 35°C, Abmessungen in cm), A, B und C = Berechnungspunkte

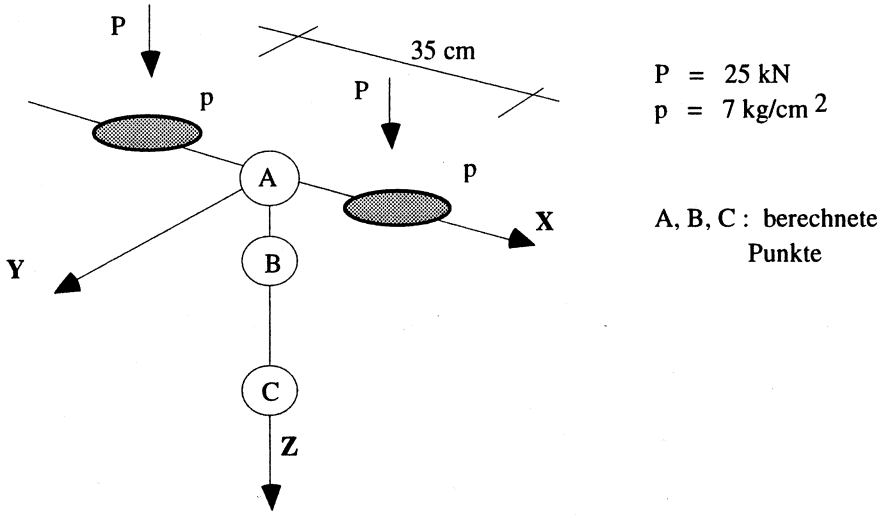


Abbildung 38: Belastung und Lage der berechneten Punkte für die BISAR-Berechnungen

Der Lastfall für diese Berechnung waren zwei Lasten von je 2500 kg (25 kN), in einem Abstand voneinander von 35 cm und mit einer runden Kontaktfläche von je 360 cm^2, was dem üblichen Reifendruck von 7 kg/cm^2 bei einem normalen Lastwagenreifen entspricht (Abb. 38). Die berechneten Punkte sind auf einer vertikalen Achse in der Mitte der beiden Lasten. Diese Anordnung entspricht den normalen Belastungsverhältnissen am Rundlauf

bei den Deflektionsmessungen mit dem Benkelman-Balken. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in der nachfolgenden Tabelle 10 angegeben

Tabelle 10: Ausgewählte Ergebnisse aus den Berechnungen mit dem BISAR-Programm

Lage	Grösse	Feld Nr.			
		31	32	33	34
A	U_z (mm)	0.765	0.837	0.495	0.469
	ε_z	-0.533 10^{-3}	-0.596 10^{-3}	-0.175 10^{-3}	-0.159 10^{-3}
B	U_z (mm)	0.758	0.829	0.479	0.454
	σ_z (kg/cm^2)	-2.90	-2.65	-0.996	-1.11
	ε_x	0.639 10^{-3}	0.708 10^{-3}	0.351 10^{-3}	0.322 10^{-3}
	ε_z	-0.761 10^{-3}	-0.829 10^{-3}	-0.403 10^{-3}	-0.385 10^{-3}
C	U_z (mm)	0.366	0.311	0.246	0.278
	σ_z (kg/cm^2)	-0.527	-0.378	-0.228	-0.295
	ε_z	-0.640 10^{-3}	-0.518 10^{-3}	-0.305 10^{-3}	-0.351 10^{-3}

Das Verhältnis der vertikalen Verformungen (Einsenkungen U_Z) an der Oberfläche zwischen den zwei Wertepaaren liegt bei etwa 1.7, was den gemessenen Deflektionen mit dem Schwinger und dem Benkelman-Balken entspricht. An der Unterkante des Belages interessiert vor allem die horizontale Dehnung ε_x, welche bei dem Feldern mit dem dünneren Belag (60 mm) den doppelten Wert als mit einem Belag von 120 mm erreicht. Aus verschiedenen Studien über die Ermüdungsfestigkeit von bituminösen Belägen ist bekannt, dass eine Verdoppelung der Verformung (Dehnung) ohne weiteres zu einer Verkürzung der Ermüdungsfestigkeit (Anzahl Lastzyklen) um einen Faktor von 6 bis 10 führen kann. Aus dieser Sicht heraus sind dann die festgestellten Lebensdauerunterschiede in der gleichen Grössenordnung (siehe Abschnitt 6.6.3) nicht mehr weiter erstaunlich.

Schliesslich sei noch erwähnt, dass bei den zwei unterschiedlichen Belagsdicken auch die Beanspruchung des Untergrundes (vertikale Druckspannung σ_z und Verformung ε_z) um einen Faktor von ca. 2 variiert.

7. AUSBAU DER VERSUCHSFELDER

7. 1 Durchführung der Ausbauarbeiten

Ende September 1986 wurde der Versuch Nr. 3 nach 3'775'300 Überrollungen auf den Feldern 31, 32, 33 und 34 und nach 6'359'800 Überrollungen auf dem Feld 24 abgebrochen. Vor dem Ausbau wurden auf einem Querschnitt jedes Feldes Bohrkerne entnommen. Darnach wurden mit einem Tieflöffel-Bagger die Beläge entfernt und die Zementstabilisierung mittels Ausbruchhammer abgebrochen. Schliesslich konnten auf dem Planum noch M_E-Messungen durchgeführt werden. Was noch interessant zu bemerken ist, war der enorm grosse Widerstand dieser Stabilisierung nach mehr als 6 Millionen Belastungen. Sie wurde zu grossen Blöcken geschnitten und auf Lastwagen geladen.

7. 2. Messergebnisse

Die Belagsuntersuchungen am Ende des Versuchs wurden an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm durchgeführt, von denen pro Feld 5 Stück in einem Querprofil entnommen worden waren. Die Untersuchungen (Ergebnisse in Tabelle 9) umfassten:
- Bestimmung der Schichtdicken
- Bestimmung der Dichte und Rohrdichte
- Bestimmung des Hohlraumgehaltes
- Bestimmung des Verdichtungsgrades.

Bei der Entfernung des Belags wurden die folgenden Beobachtungen in den Sondierschlitzen gemacht:
- Das Feld 24 wies ungefähr in der Mitte in einem Winkel von 45° mit der Fahrrichtung einen langen Riss (ca. 2 m) auf. Der Verbund zwischen der Deckschicht und der Fundationsschicht war gut. Beide Schichten waren trocken, was eine gute Dichtung beweist.
- Zwischen den Deckbelägen und der Fundationschicht konnte eine sehr gute Haftung beobachtet werden. Die Steine der KS-Schicht blieben auf dem Belag wie "Muscheln im Fels" kleben. Die Wirkung dieser Haftung ist aber sehr schwer zu schätzen.
- Die Felder 31 und 32 zeigten eine sehr gute Haftung zwischen der Deckschicht (TA 16) und der Fundationsschicht. Eine grosse Verformung und einige vertikale Risse sind in

diesen gut ersichtlich. Die Haftung zwischen HMT/B und TA 16 war vollkommen und die Grenzlinie schwierig zu bestimmen.

- Die Felder 33 und 34 zeigten nur schwache Verformungen. Beide Deckschichten aus HMT/B und TA 16 sind 100%ig verbunden und wirken zusammen. Dieser starre Belag wurde in grossen "Decken" ausgebaut und aufgeladen. Es wurden keine Risse beobachtet.

Die Ergebnisse der M_E-Messungen auf Planum und Fundationsschicht sind in Beilage 1 dargestellt.

Feld Nr.	Belags-art	Binde-mittel Sorte	Binde-mittel Gehalt Gew. %	Schicht-dicke * mm	Rohdichte Bohrkern * gr/cm^3	Rohdichte Marshall * gr/cm^3	Verd. Grad * %	Dichte des Belages gr/cm^3	Hohl-raum Gehalt * Vol. %
24	TA 10	TB 2000	6.34	22	2.388	2.406	99.2	2.436	2.0
	TA 16	TB 2000	5.54	45	2.391	2.404	99.5	2.487	3.8
31	AB 16s	80/100	5.43	45	2.383	2.399	99.3	2.487	4.2
	TA 16	TB 2000	5.54	54	2.376	2.404	98.8	2.487	4.5
	HMT 40 +AB6	TB 2000	2.40	86	2.451	2.424	101.1	2.517	2.6
32	AB 16s	80/100	5.43	44	2.402	2.399	100.1	2.487	3.4
	TA 16	TB 2000	5.54	62	2.386	2.404	99.3	2.487	4.1
	HMT 40 +AB6	TB 2000	2.40	83	2.431	2.424	100.3	2.517	3.4
33	TA 16	TB 2000	5.54	36	2.420	2.404	100.3	2.487	3.1
	HMT/B	TB 2000	3.65	86	2.408	2.349	102.5	2.556	5.8
34	TA 16	TB 2000	5.54	44	2.412	2.404	100.3	2.487	3.0
	HMT/B	TB 2000	3.65	73	2.433	2.349	103.5	2.556	4.8

*: Mittelwert aus 5 Bohrkernen

Tabelle 9 : Zusammenfassung der Ergebnisse der Bohrkern-Untersuchungen

8. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND WICHTIGSTE ERGEBNISSE

Im Folgenden wird der Versuch unternommen, aus der Fülle der vorhandenen Daten, die aus dem Versuch gewonnen wurden, und die in diesem Bericht angegeben und kommentiert worden sind, diejenigen herauszunehmen, die als konkrete Ergebnisse bezeichnet werden können. Bei der gegebenen Menge an Informationen ist diese Aufgabe nicht immer leicht. Zur Gewährung einer besseren Uebersichtlichkeit wurden deshalb die Schlussfolgerungen nach den folgenden Aspekten gegliedert:

- Tragfähigkeit
- Generelles Verhalten der Versuchsfelder / Befahrbarkeit
- Dimensionierung
- Hinweise für die Dimensionierungsnormen
- Schlussbetrachtungen

8.1 Tragfähigkeit

Wie eigentlich erwartet wurde, sind die Ergebnisse der Deflektionsmessungen praktisch während der ganzen Versuchsdauer konstant geblieben, wenn man von den üblicherweise auftretenden Schwankungen infolge Temperaturunterschieden absieht. In der Anfangsphase des Versuches konnte bei einer schnellen Reduktion der Deflektionswerte die Nachverdichtung und Konsolidation verfolgt werden.

Der absolute Wert der Deflektion gibt sehr deutliche Hinweise über das Tragpotential eines Oberbaus, d.h. die zu erwartende Verkehrsbelastung während einer "normalen" Gebrauchsdauer (etwa bis zu einem Befahrbarkeitswert von ca 2.0). Die festgestellten Ergebnisse wurden nicht mit den gewichteten Zuschlägen aus zweifacher Standardabweichung ausgedrückt, wie dies als Grundlage der Verstärkungsnorm (SN 640 733a) üblich ist. In Berücksichtigung dieser Unterschiede kann dennoch von einer Gültigkeit des Grenzbereiches (Angabe einer "zulässigen" Deflektion) der genannten Norm gesprochen werden. Praktisch bedeutet dies, dass die Kenntnis der Deflektion gleichzeitig auch die Kenntnis der Gesamtgebrauchsdauer (ausgedrückt durch Verkehrslastzahlen) einschliesst.

8.2 Generelles Verhalten der Versuchsfelder / Befahrbarkeit

Wie im ersten und zweiten Versuch, so wurde auch bei diesem Dritten das allgemeine Verhalten der fünf verschiedenen Felder durch den Verlauf eines Befahrbarkeitswertes (PSI) gekennzeichnet; dieser Wert wurde analog zu dem für die AASHO-Methode gültigen Verfahren berechnet (aus Längs- und Querebenheit, Rissen und Flickstellen), zum Teil unter Zuhilfenahme anerkannter Korrelationen. Die Anwendung dieser Methodik gestattet nicht nur das Erkennen von momentanen Verhaltensänderungen, sondern ist auch für die Auswertung des Verhaltens über die gesamte Versuchsdauer hinweg ein wertvolles Hilfsmittel. Wie der PSI ursprünglich als zahlenmässiger Ausdruck des Fahrkomforts konzipiert wurde, so wird er indirekt auch beim Rundlauf in dieser Art wirksam. Bei zunehmender Fahrbahnunebenheit (die den PSI-Wert stark nach unten drückt) muss die Betriebsgeschwindigkeit der Anlage reduziert werden, um die mechanischen Bestandteile zu schonen.

Der Befahrbarkeitswert hat sich im Verlaufe des Versuches als ein ausgezeichneter Indikator des allgemeinen Zustandes erwiesen. Die eingetretenen Veränderungen - Abfall des Befahrbarkeitswertes, Wirkung verschiedener Massnahmen, Veränderung der Verhaltenskurve nach Durchführung von Massnahmen - sind durch die Aenderungen des Befahrbarkeitswertes in einer beispielhaften Art dargestellt worden, die kaum besser hätte erreicht werden können. Die im Rahmen von Arbeiten aus dem Fachgebiet Management der Strassenerhaltung meist theoretischen "Sägezahnkurven" des Verhaltens sind hier in Wirklichkeit festgestellt worden.

Sehr schön kommt in den Ergebnissen die Verschiedenartigkeit der Verhaltenskurven für einen schwachen Oberbau (Felder 31 und 32) und einen stärkeren Oberbau (Felder 33 und 34) zum Ausdruck. Die Kurve für die ersten beiden Felder hat von Anfang an eine starke Krümmung nach unten, welche dann flacher wird (typische S-Kurve); die Kurve für die beiden anderen Felder ist hingegen in einem grossen Bogen flach abfallend. Nach Durchführung der Reparaturmassnahmen an den Feldern 31 und 32, wobei deren Oberbau dann weitegehend demjenigen der Felder 33 und 34 entspricht, verlaufen denn auch die Verhaltenskurven aller Felder schön gleichmäsig und parallel zueinander.

8.3 Dimensionierung

Dass die Dimensionierung nach dem AASHTO-Verfahren und damit auch nach den Normen der VSS eher auf der sicheren Seite liegt und etwas konservativ ist, stellt keine Neuigkeit dar. Dies wurde durch die Ergebnisse dieses Rundlaufversuchs bestätigt, wie es auch schon in früheren Versuchen der Fall war.

Der Vergleich der Strukturen welche für die Verkehrsklassen T2/T3 ("Gemeindestrassen", Felder 31/32), bzw. T3/T4 ("Kantonsstrassen", Felder 33/34) nach Dimensionierungsnorm gedacht waren, hat im Allgemeinen die Erwartungen bestätigt, auch wenn die Unterschiede viel stärker als angenommen ausfielen.

Die aus den Versuchsergebnissen für die oben erwähnten Felder ermittelten Materialkoeffizienten für die Fundationsschicht aus Kiessand rund, bzw. gebrochen sind leicht höher als die Normwerte, jedoch bleibt deren Verhältnis zueinander gleich wie bei der Normempfehlung. Somit wurde bestätigt, dass 30 cm Kiessand 100% gebrochen bezüglich Dimensionierung gleichwertig sind mit einer 40 cm dicken Schicht aus Kiessand rund.

Die im Feld 24 untersuchte Zementstabilisierung hat während zwei aufeinanderfolgenden Rundlaufversuchen eine ausserordentlich hohe Gebrauchsdauer erreicht (TF 2600), im oberen Bereich der Verkehrslastklasse T5. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus früheren Versuchen findet sich hier die Bestätigung, dass mit einer Schichtdicke von 25 cm und unter den gegebenen Randbedingungen ein Optimum für die Zementstabilisierung gefunden wurde. Bis 20 cm Dicke erweist sich eine Zementstabilisierung als zu schwach, über 30 cm wird sie dann schon überdimensioniert. Die ermittelten Materialkoeffizienten liegen weit über dem in der Norm üblichen Wert. Allerdings stellt sich auch die Frage, ob der gewählte Berechnungsansatz für die gegebene Art des Oberbaus anwendbar ist.

8.4 Hinweise für die Dimensionierungnormen

Aus der Sicht der Dimensionierung hat dieser Versuch in erster Linie verschiedene Bestätigungen gebracht, so allgemein über deren Zuverlässigkeit und speziell bezüglich der Gleichwertigkeit von Kiessand rund und gebrochen im Verhältnis 4:3. Trotz den geäusserten prinzipiellen Ueberlegungen bezüglich des Berechungsverfahrens für die

Bestimmung von Materialkoeffizienten für die Zementstabilisierung müsste aufgrund des hier vorliegenden Ergebnisses, wie auch der Ergebnisse früherer Versuche, der Dimensionierungsbeitrag von Zementstabilisierungenetwas angehoben werden. Die schon in den Schlussfolgerungen zum 2. Versuch enthaltene Empfehlung zur Wahl eines Koeffizienten von 0.30 von Zementstabilisierungen kann aufrecht gehalten werden.

Die verschiedenen Sanierungsmassnahmen, die im Verlauf des 3. Versuches getroffen wurden, haben auch die Eignung des Rundlaufes für die Prüfung der Wirkung solcher Massnahmen bestätigt. Mit Bezug auf die Erhaltunsmassnahmen sind Fragen der Dimensionierung bisher wenig bis kaum erforscht. Die Frage stellt sich deshalb, ob die VSS-Fachkommission 273 nicht solche Fragen in ihrem Arbeitsprogramm aufnehmen möchte und den Rundlauf in Zukunft für Forschungsarbeiten aus dieser Optik heraus einsetzen soll.

8.5 Schlussbetrachtungen

Die Forschungsstelle hat immer die Auffassung vertreten, dass die Rundlaufanlage das Bindeglied zwischen dem Laborversuch einerseits und der Beobachtung bzw. der Analyse des Verhaltens von realen Strassen unter tatsächlichem Verkehr andererseits darstellt. Dabei wird in Bezug auf die Belastungsbedingungen und auf die Ausführung besonderes Gewicht auf eine möglichst gute Simulation der Wirklichkeit gelegt, ohne den Anspruch erheben zu wollen, dass das dann tatsächlich die Wirklichkeit sei. So muss es zum Beispiel nach wie vor eine offene Frage bleiben, ob für die Schadenverursachung das Gesetz der vierten Potenz allgemeine Gültigkeit besitzt, und wie gut die Simulation eines gemischten Verkehrs mittels gleicher Standardachsen gelingen kann.

Der abgeschlossene dritte Versuch auf der Rundlaufanlage kann unter Berücksichtigung der vorher aufgeführten Schlussfolgerungen als erfolgreich betrachtet werden. Wie beim zweiten Versuch gelang es, die beabsichtigte Einbauqualität auch zu erhalten. Die Schlussfolgerungen beziehen sich damit auf die Materialien, die man zu untersuchen geplant hatte.

Weitere Ergebnisse tragen zum Verständnis des Mechanismus der Schadenbildung und von deren Ursachen bei und können auch noch später, wenn weitere Versuchserfahrungen vorliegen werden, eine eingehendere Auswertung ermöglichen.

LITERATURVERZEICHNIS

[1] H.P. Rossner, I. Scazziga, Verhalten des Strassenoberbaus unter wiederholter Belastung, Rundlaufversuch Nummer 1, Forschungsbericht EDI/ASB Nr. 50, Zürich 1982

[2] A. Jacot, I. Scazziga, Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen, Versuch Nr.2 auf der Rundlaufanlage der ETHZ, Forschungsbericht EVED/ASB, Zürich 1985

[3] AASHO-Interim Guide for design of pavement structure 1972, deutsche Übersetzung, VSS, Zürich 1974

[4] Highway Research Board, "The AASHO Road Test", Special Report Nr. 61A - 61G, Washington, D.C. 1962

[5] Colloque International - Essais routiers en vraie grandeur, ISETH-Mitteilung Nr. 50, Zürich, Mai 1982

[6] O. Pini, I. Scazziga, Vergleich von Dimensionierungsmethoden, forschungsbericht EDI/ASB Nr. 39, Zürich 1981

[7] D.L. De Jong, M.G.F. Peutz, A.R. Korswagen, "Computer Program BISAR", Shell Laboratorium, Amsterdam 1973

[8] I. Scazziga, Beobachtung des Verhaltens ausgewählter Strassenabschnitte, Forschungsbericht EDI/ASB Nr. 19, Zürich 1981

[9] HRB Special Report 73, "The AASHO Road Test-Proceedings of the Conference, held May 16-18, 1962, St-Louis, Missouri", Washington D.C. 1962

[10] I. Scazziga, Dynamische Deflektionsmessungen mit den Schwinger, Forschungsbericht EVED/ASB Nr. 74, Zürich 1983

VERZEICHNIS DER BEILAGEN

Beilage 1 Zusammenstellung der M_E-Werte auf Planum und Planie der Fundationsschicht bei Versuchsanfang und Versuchsende

Beilage 2 Einbaukontrolle der Fundationsschicht (Werte aus dem 2. Versuch für Feld 24)

Beilage 3 Felder 31 bis 34: Kornverteilung der Fundationsschichten

Beilage 4 Feld 24: Sieblinie für Decksicht TA 10

Beilage 5 Feld 24: Sieblinie für Decksicht TA 16

Beilage 6 Felder 33 und 34: Sieblinie für HMT/B 30

Beilage 7 Felder 31 bis 34: Sieblinie für TA 16

Beilage 8 Felder 31 bis 34: Belagsuntersuchungen am Bohrkern (5 Bohrkerne/ Querschnitt)

Beilage 9 Felder 31 und 32: Sieblinie für AB 16s (erste Reparaturmassnahme)

Beilage 10 Felder 31 und 32: Sieblinie für AB 6 (zweite Reparaturmassnahme)

Beilage 11 Felder 31 und 32: Sieblinie für HMT B40s (zweite Reparaturmassnahme)

Beilage 12 Aufbau eines Dehnmessstreifens

Beilage 1

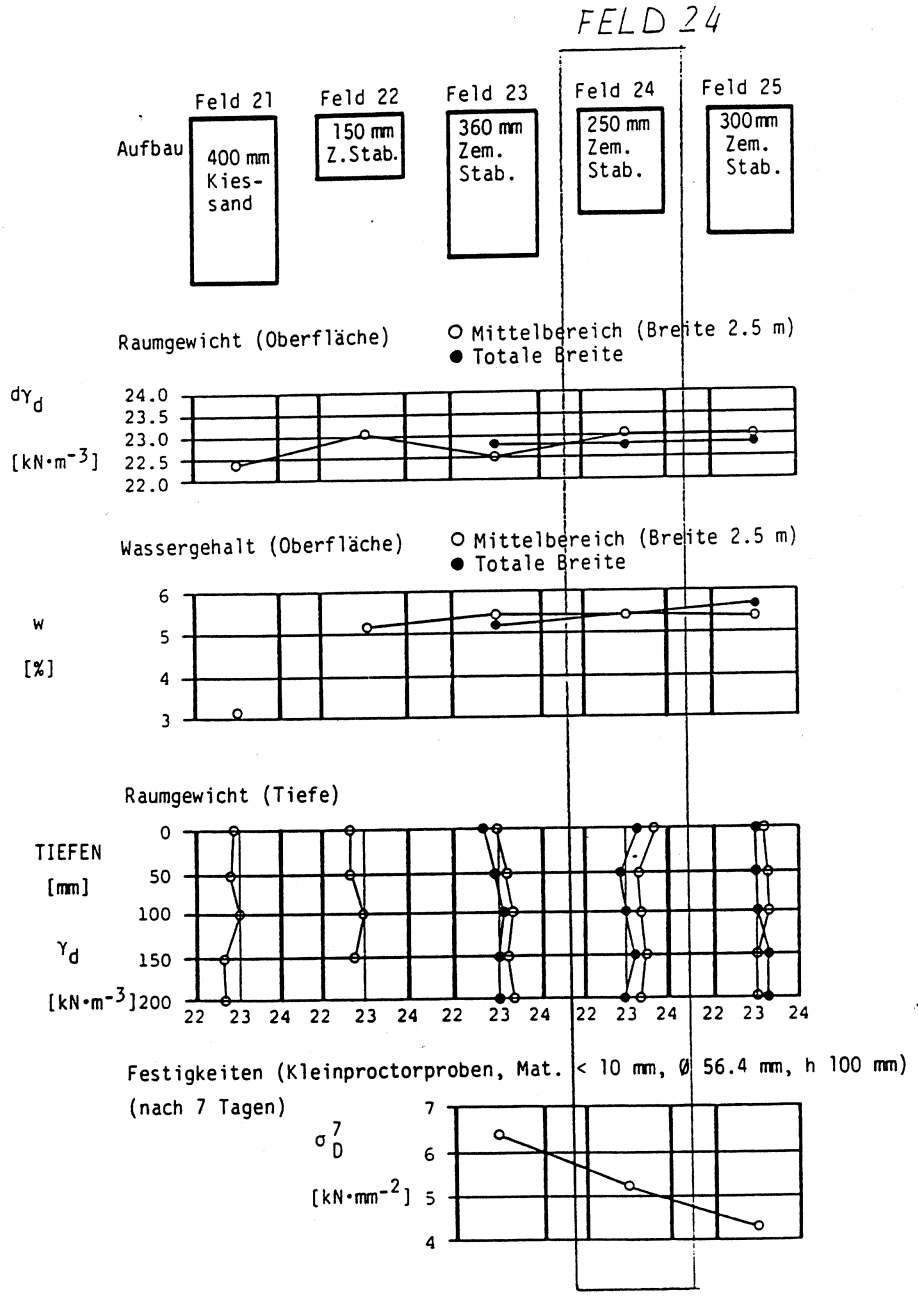
Zusammenstellung der M_E-Werte auf Planum und Planie der Fundationsschicht bei Versuchsanfang und Versuchsende

Feld Nr.	Anfang: 12. August 1983		Ende: 8. September 1986	
	M_E [kN/m2]	CBR [%]	M_E [kN/m2]	CBR [%]
24, Planum	21'000 16'000	10 8	20'800	10
31, Planum	10'300 10'300 11'500	5 5 6	43'500 56'600	22 18
32, Planum	10'100 7'600	5 4	36'600 22'400	18 11
33, Planum	8'300 6'900 8'800	4 3 4	63'800 46'900	32 23
34, Planum	6'000 7'000 6'900	3 4 3	39'500 31'600	20 15
Mittelwert alle Felder		**ca. 5%**		**ca. 25%**
31, Planie FS	87'700 117'800	44 59	47'600 81'800	24 41
32, Planie FS	60'400 67'300	30 34	71'430 103'500	36 52
33, Planie FS	88'200 96'800 90'800	44 48 45	56'600 62'500	28 31
34, Planie FS	99'700 49'500	50 25	71'400 136'400 96'800	36 68 48

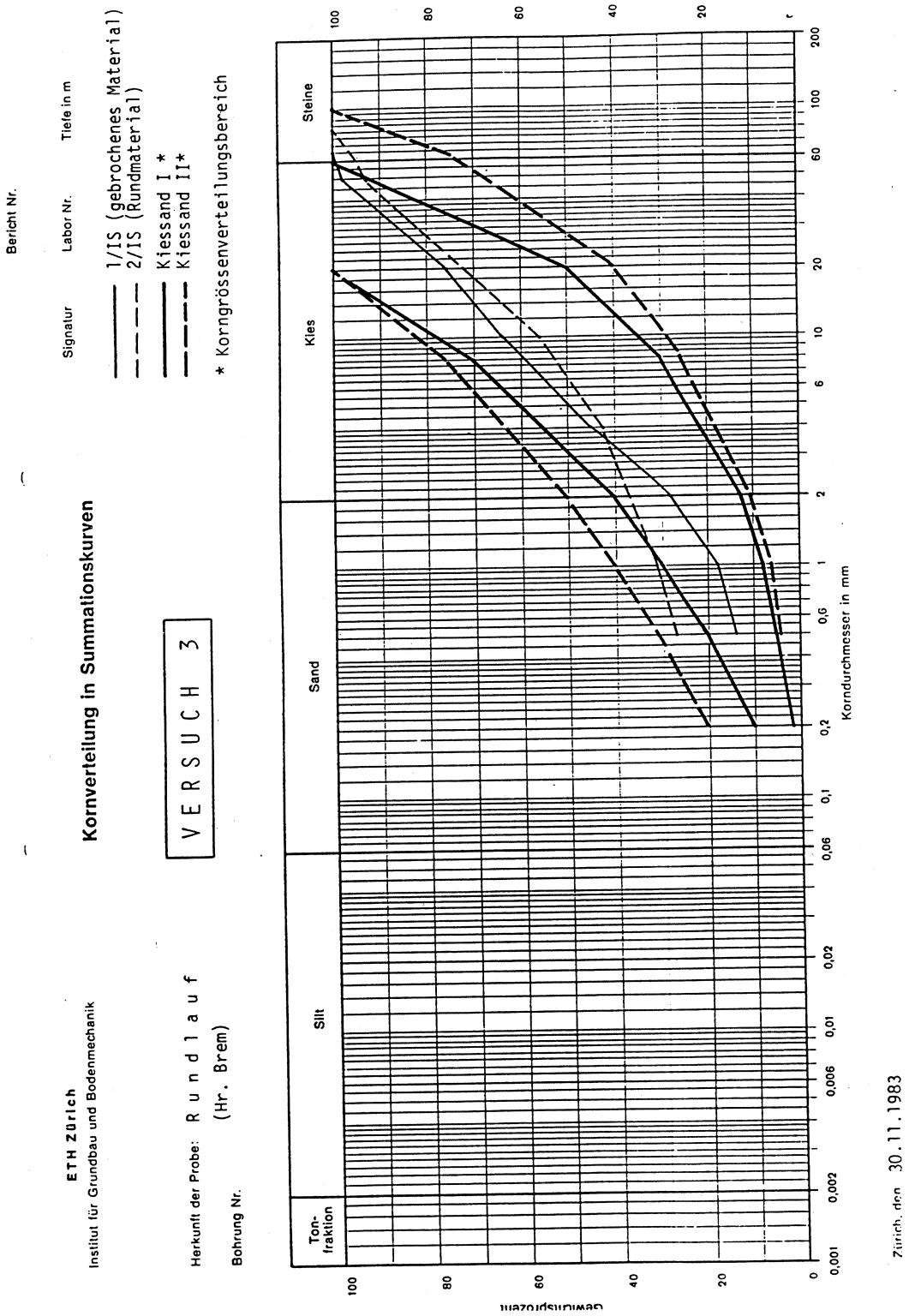
Beilage 2

Einbaukontrolle der Fundationsschicht (Werte aus dem 2. Versuch für Feld 24)

Feld 21: Kiessand, Felder 22 bis 25: Zementstabilisierung

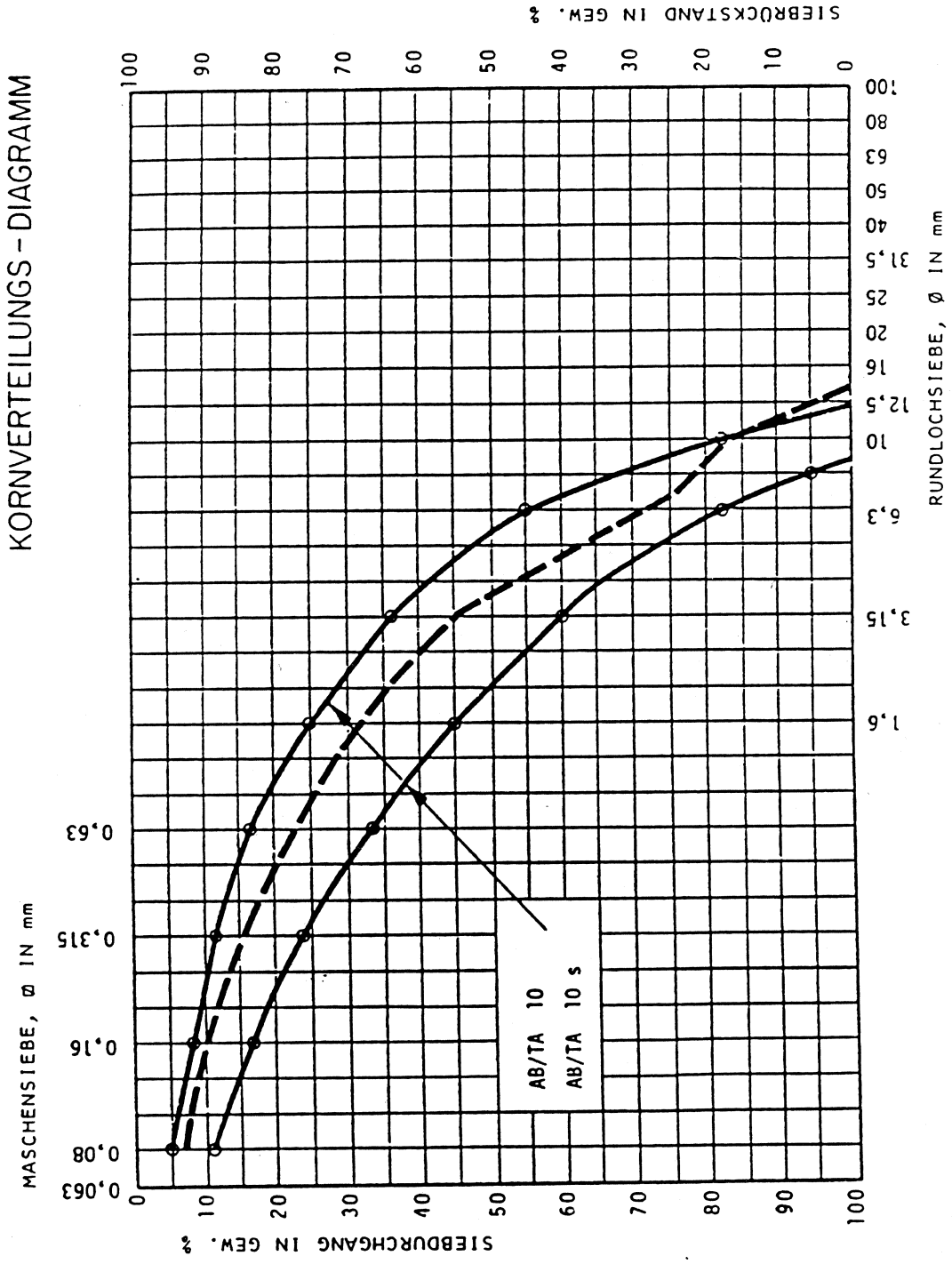


Beilage 3


Bericht Nr.
Signatur
Labor Nr.
Tiefe in m
1/IS (gebrochenes Material)
2/IS (Rundmaterial)
Kiessand I *
Kiessand II*
* Korngrössenverteilungsbereich
ETH Zürich
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Kornverteilung in Summationskurven
VERSUCH 3
Herkunft der Probe: Rundlauf
(Hr. Brem)
Bohrung Nr.
Ton-fraktion
Silt
Sand
Kies
Steine
Korndurchmesser in mm
Gewichtsprozent
Zürich, den 30.11.1983

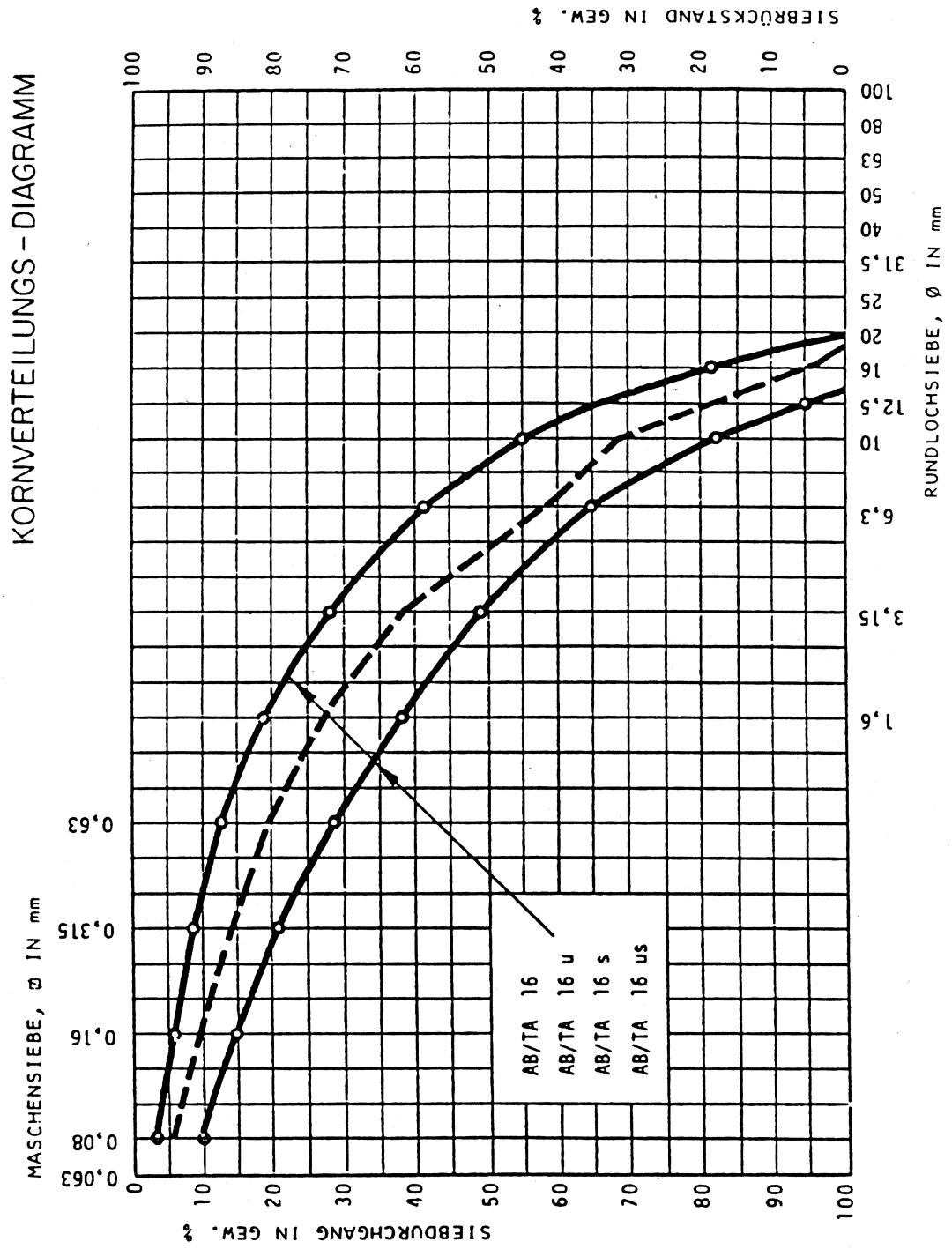
Beilage 4

Feld 24: Sieblinie für Deckschicht TA 10



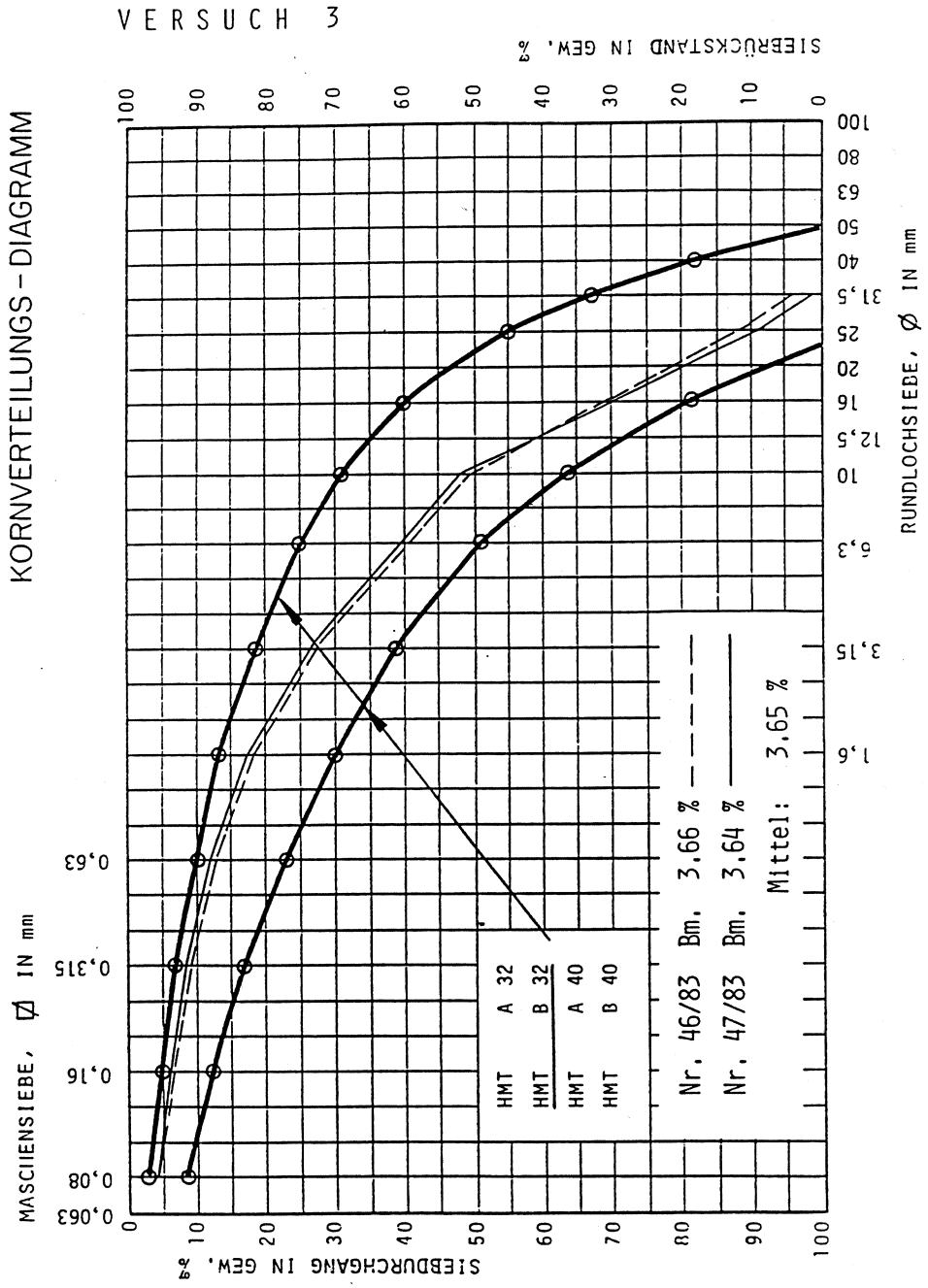
Beilage 5

Feld 24: Sieblinie für Deckschicht TA 16



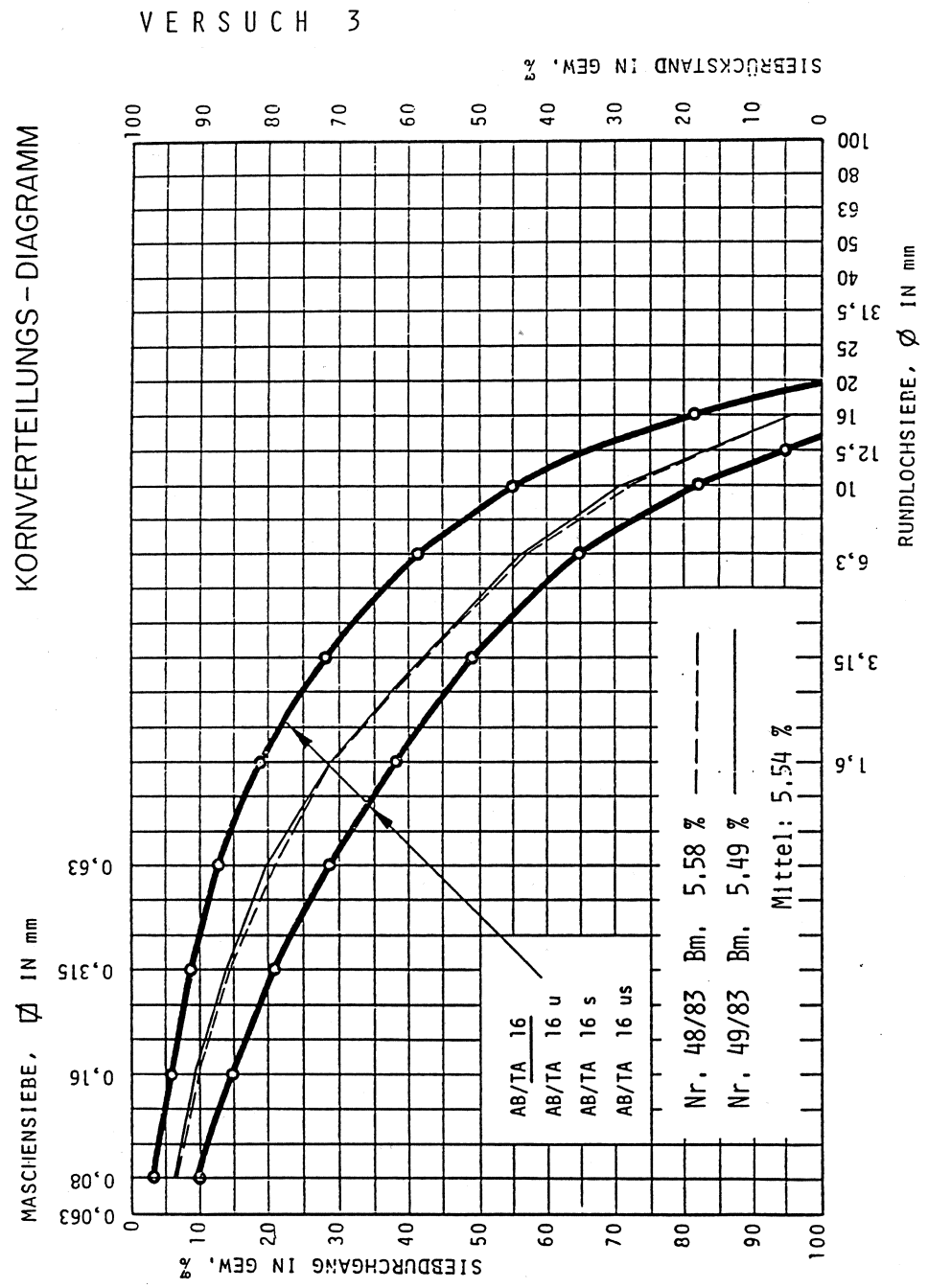
Beilage 6

Felder 33 und 34: Sieblinie für HMT/B 30



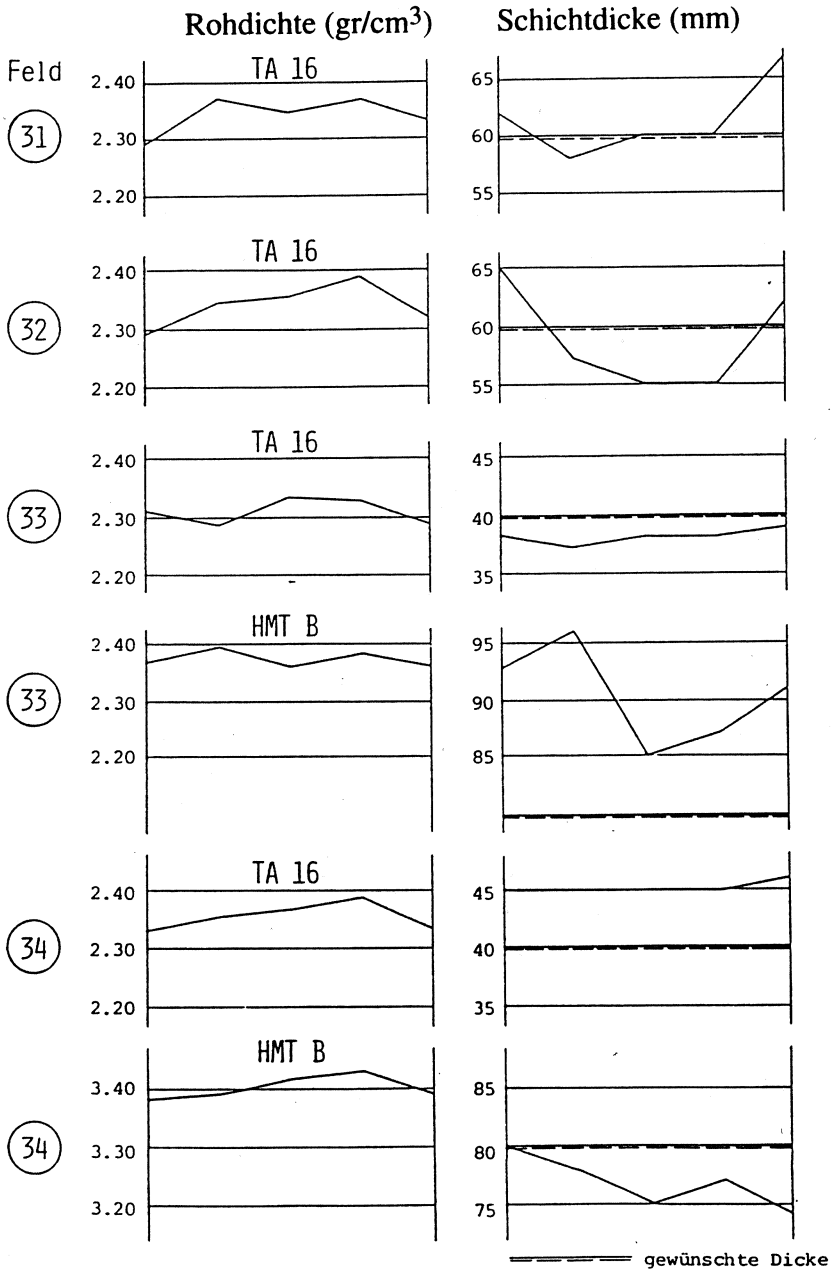
Beilage 7

Felder 31 bis 34: Sieblinie für TA 16



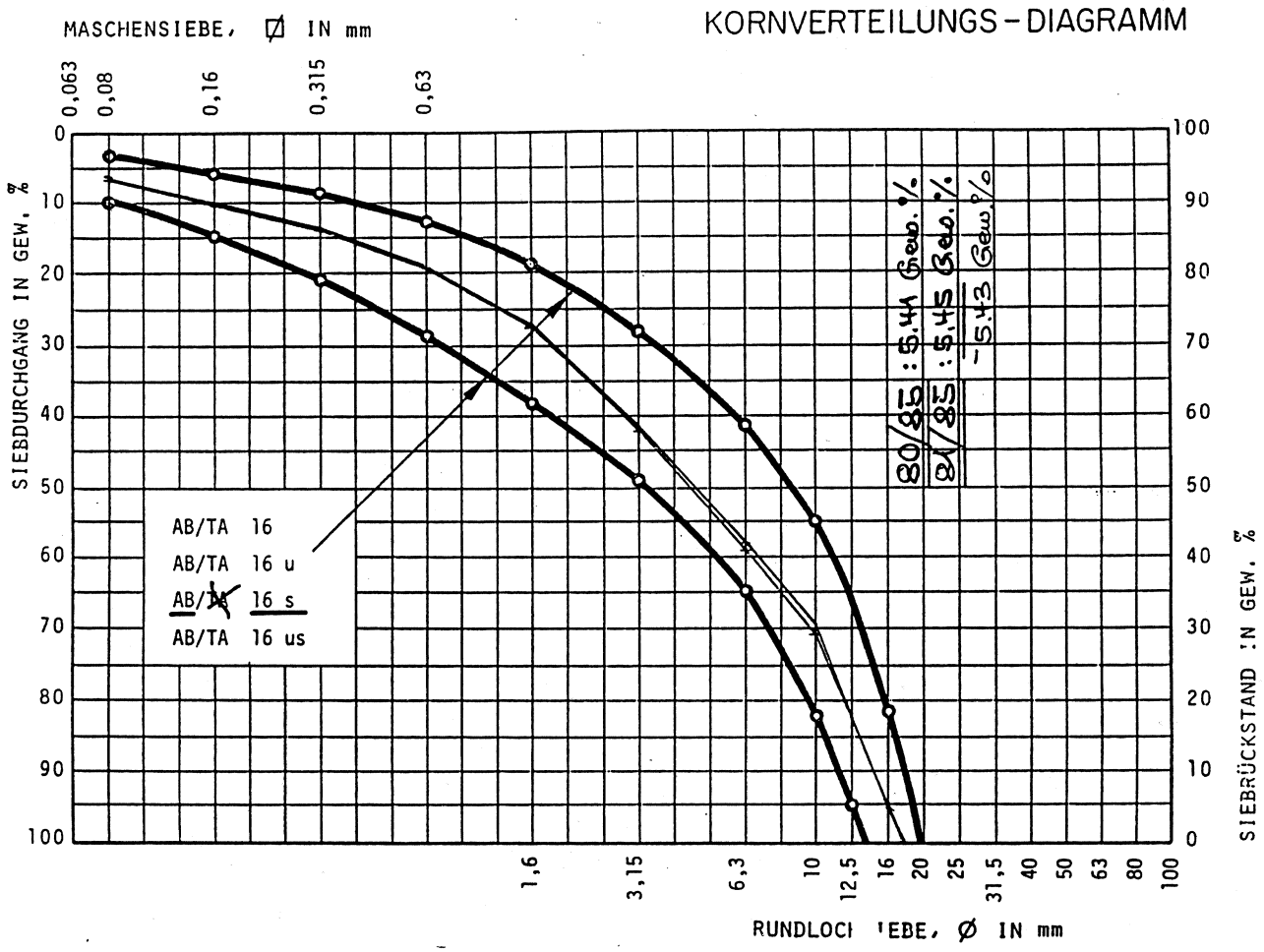
Beilage 8

Felder 31 bis 34: Belagsuntersuchungen am Bohrkern (5 Bohrkerne/Querschnitt)



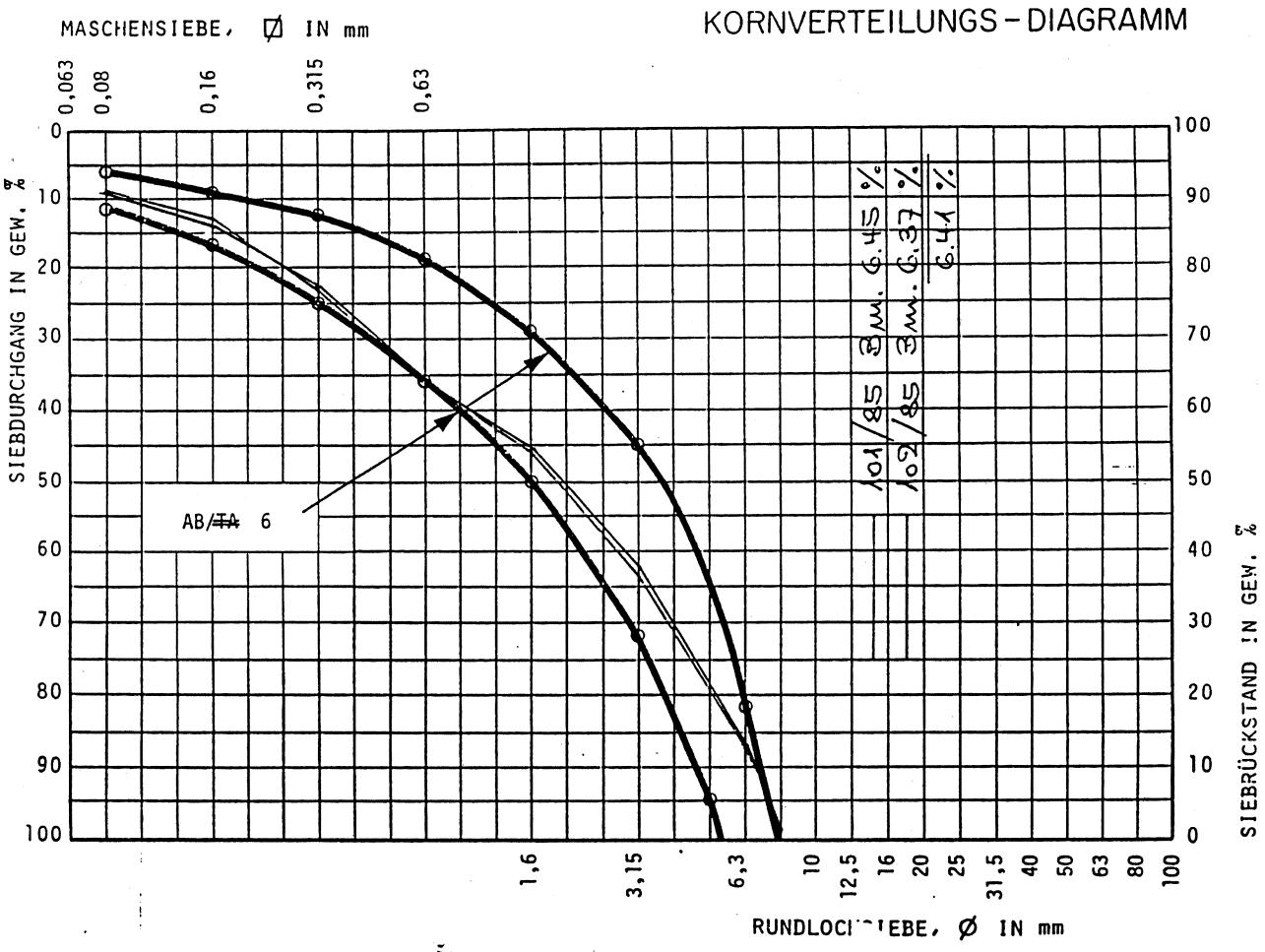
Beilage 9

Felder 31 und 32: Sieblinie für AB16s (erste Reparaturmassnahme)



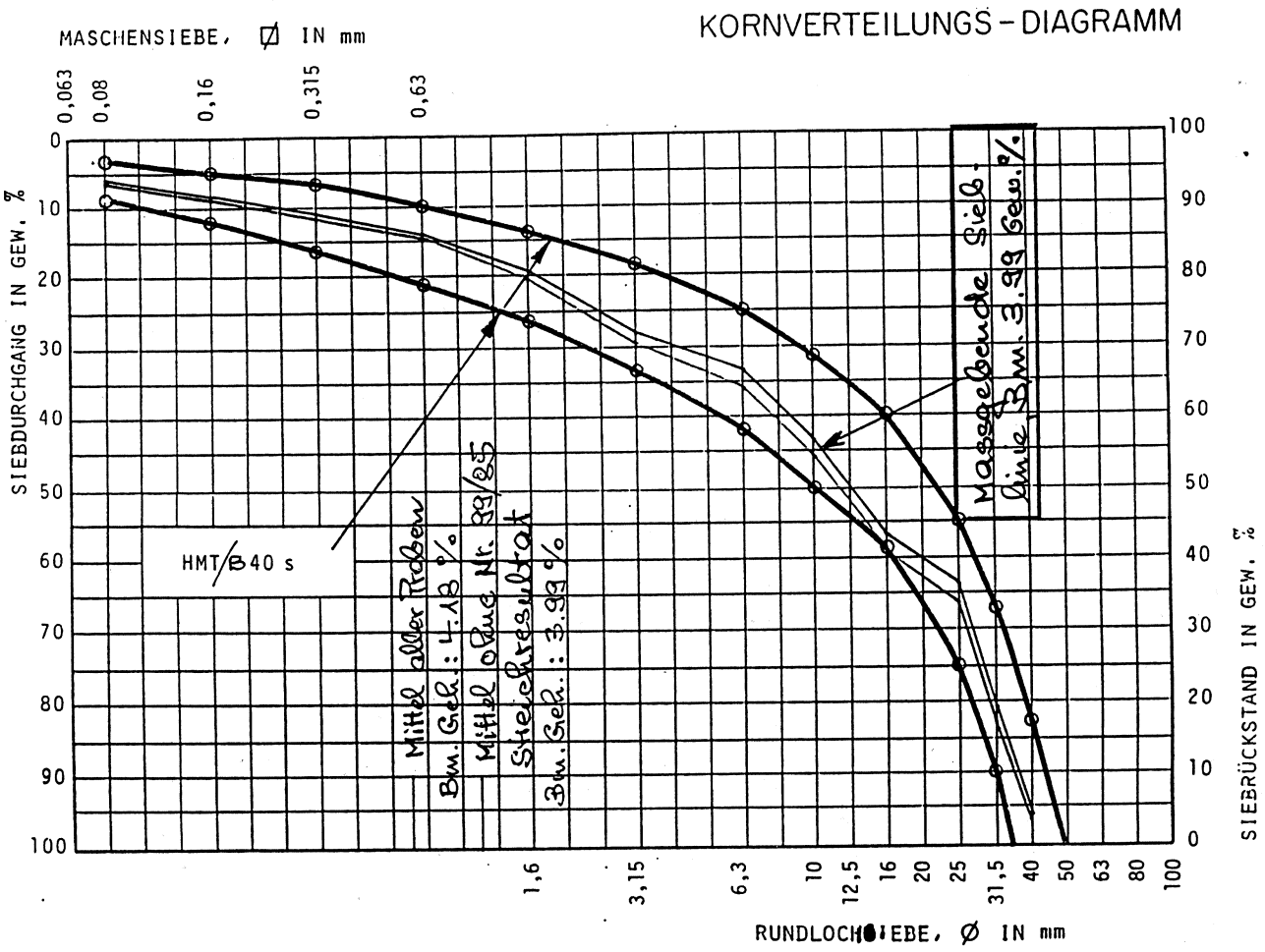
Beilage 10

Felder 31 und 32: Sieblinie für AB6 (zweite Reparaturmassnahme)



Beilage 11

Felder 31 und 32: Sieblinie für HMT B40s (zweite Reparaturmassnahme)

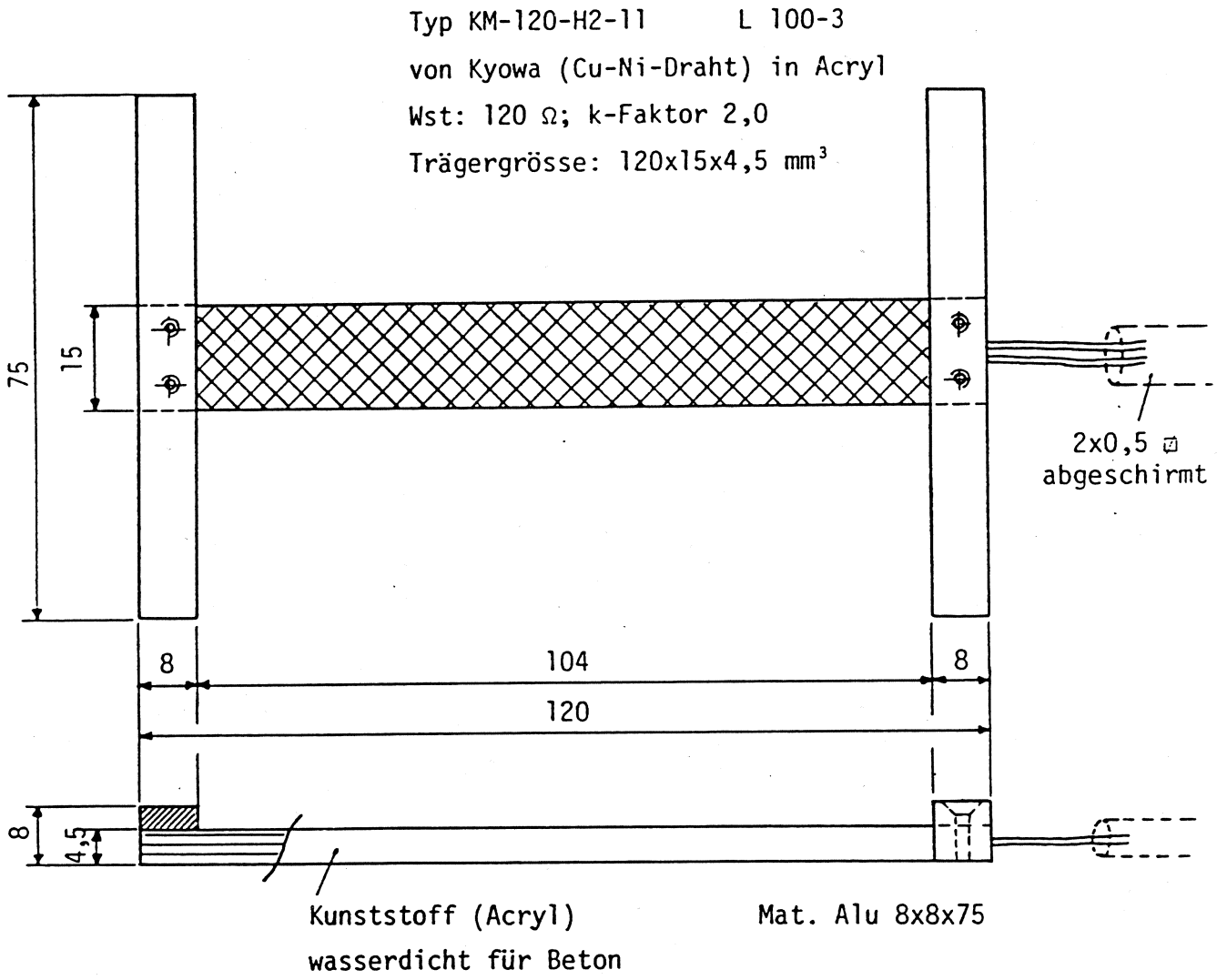


Beilage 12

Aufbau eine Dehnmesstreifens

MESSFÜHLER FÜR DEHNUNGSMESSSTREIFEN

MASSSKIZZE:



BEMERKUNGEN: Obwohl die Gebrauchstemperatur bei diesem DMS zwischen -10 und +50°C liegt, hat er beim Einbauen mit wesentlich höheren Temperaturen eine "normale" Ausfallquote gebracht.