FORSCHUNGSAUFTRAG 26/80
DES EIDGENÖSSISCHEN DEPARTEMENTES DES INNERN
SCHLUSSBERICHT, FEBRUAR 1987

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

EINFLUSS VON RISSEN AUF DIE TRAGFÄHIGKEIT DES ZEMENTSTABILISIERTEN OBERBAUES

9.3.1987

Ya-fm-bo

Nr. 1108-01

HEIERLI
Dr. W. Heierli, dipl. Bauing. ETH SIA
Culmannstr. 56 8033 Zürich 6
Tel. 01 363 06 60 Telex 53913

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
-	ZUSAMMENFASSUNG	3
-	RESUME	4
1.	AUFTRAG UND ZIEL	5
2.	GRUNDPRINZIP	6
3.	VERSUCHSPISTE	9
4.	VERKEHR	18
5.	MULDENMESSUNGEN	20
5.1	Muldenmessung mit dem Benkelman-Balken	24
5.2	Muldenmessung mit dem Vibraflect	26
5.3	Beziehung zwischen Vibraflect und Benkelman-Balken	27
6.	MESSERGEBNISSE	29
6.1	Messung mit dem Benkelman-Balken auf der Zementstabilisierung	29
6.2	Messung mit dem Vibraflect auf der Zementstabilisierung	32
6.3	Festigkeit der Zementstabilisierung	34
6.4	Messung auf dem bituminösen Belag	37
7.	BEURTEILUNG DER GEMESSENEN MULDEN	72
8.	ZUSAMMENFASSUNG	76
9.	WEITERES VORGEHEN	78
-	LITERATURVERZEICHNIS	80
-	ANHANG 1: Messergebnisse Benkelman-Balken	81
-	ANHANG 2: Messergebnisse Vibraflect-Schwinger	94
-	ANHANG 3: Messwerte aus Laborversuchen	105
-	ANHANG 4: Fotodokumentationen	116

ZUSAMMENFASSUNG

Anfang 1980 wurde beim Limmattalerkreuz (N1/N20, ZH) eine Transportpiste für Kiestransporte erstellt und als Versuchsstrecke während 6 1/2 Jahren beobachtet. Ziel der Messungen war die Abklärung der Frage, ob zementstabilisierte Oberbauten durch die darin auftretende Risse entscheidend geschwächt werden. Der Untergrund der Versuchsstrecke wurde teilweise mit Kalk stabilisiert und wies danach eine gute Tragfähigkeit auf. Die Zementstabilisierung (PC 70 kg/m3) ist 248 - 326 mm dick (verschiedene Felder) und ist mit 70 mm bituminösem Belag (TA 25 us) abgedeckt. Ein Querriss wurde künstlich durch eine schräg eingelegte Plastikfolie erzeugt, drei weitere Risse entstanden kurz nach dem Bau "natürlich" (Schwinden). Alle Risse schlugen durch den Belag hindurch. Die Versuchspiste wird seit 1980 ständig mit schweren Lastwagen (Achslasten bis 240 kN) befahren. Die aequivalenten Gesamtverkehrslasten erreichen die 2 Mio. Grenze. Die Versuchspiste ist intakt und tragfähig. Die Risse weisen im Belag keine Ausbrüche auf. Es haben in der Gegend der Risse keine weiteren (progressiven) Brüche stattgefunden. Zur quantitativen Feststellung der Tragfähigkeitsentwicklung des zementstabilisierten Oberbaues in Funktion der Zeit wurden 7 Serien von Muldenmessungen durchgeführt (1980 - 1985). Durch Auswertung wurden der E-Modul der zementstabilisierten Schicht (inklusive Belag) und daneben der K_t-Wert des Untergrundes berechnet. Die Messungen zeigen, dass der E-Modul im Feld (ohne Risse) ungefähr doppelt so hoch liegt wie in Rissnähe. Aus den Messungen geht hervor, dass bei den Rissen der E-Modul etwa konstant bleibt. Eine progressive Schwächung in Rissnähe ist jedoch nicht eingetreten. Die Deflektionen waren, "absolut" gesehen, gering. Dies rührt zT. von dem relativ hohen K_t-Wert her. Da die Untergrundtragfähigkeit zwischen 1980/81 und 1985 etwa gleich blieb, zeigen die geringen Deflektionen wiederum, dass der Oberbau keine Qualitätseinbusse erlitt.

Die Form der Mulden im einzelnen lässt keine Knicke oder andere Unregelmässigkeiten unmittelbar beim Riss erkennen. Es ist deshalb zu vermuten, dass die Querkraftübertragung durch den Riss nicht wesentlich beeinträchtigt wurde. Es ist klar, dass Risse in Zementstabilisierungen aus Gründen des Belagsunterhalts und auch wegen der Gefahr von Schäden zufolge eindringenden Salzwassers möglichst zu vermeiden sind. Es darf aber festgestellt werden, dass Risse in der Zementstabilisierung die Tragfähigkeit derselben nur mässig beeinflussen. Angesichts der ohnehin sehr geringen Deflektionen und hohen Tragfähigkeiten von zementstabilisierten Oberbauten spielt diese Beeinflussung in der Praxis keine wesentliche Rolle. Wesentlich ist, dass keine progressive Verschlechterung eintritt, was durch diesen Versuch bestätigt werden konnte. Diese Feststellung wird qualitativ durch die Erfahrungen mit ausgeführten Autobahnen und Hochleistungsstrassen und mit anderen Versuchsstrecken bestätigt.

RESUME

Au commencement de 1980, une piste pour les transports de gravier avait été construite près du croisement de la RN1/RN20 au nord-ouest de Zurich; on observait son comportement pendant 6 1/2 années. Le but des observations était de déterminer, si la portance des superstructures stabilisées au ciment seraient compromise par les fissures qui se produiraient dans les derniers. Le fond du tronçon d'essai était traité, en partie, à la chaux pour améliorer sa portance. La couche stabilisée au ciment (CP 70 kg/m3) a une épaisseur de 248 - 326 mm (plusieurs tronçons); elle est recouverte de 70 mm d'enrobés bitumineux. Une fissure transversale était produite artificiellement par une feuille en plastic placée en position inclinée, tandis que trois autres fissures se formaient d'elles-mêmes peu de temps après la construction (rétrécissement). Toutes les fissures se propageaient à travers les enrobés bitumineux. La piste de transport était soumise à la circulation de camions lourds (poids d'essieux jusqu'à 240 kN) dès 1980. Le trafic pondéral équivalent total W arrivait à 2 Mio. La superstructure entière est toujours intacte et de portance excellente. Les fissures dans le revêtement bitumineux ne montrent pas de detériorations. Au voisinage des fissures, d'autres fissures (progressives) ne so sont pas produites. Pour déterminer le développement de la capacité portante de la superstructure stabilisée au ciment en fonction du temps, 7 séries de mesures de déflection étaient faites. Leur évalution permettait de déterminer le module E (d'élasticité) de la couche stabilisée au ciment (y compris le revêtement) aussi bien que la valeur k_t du terrain. Les mesures montrent que le module E au milieu d'un tronçon sans fissures est environ le double du module E mesuré au voisinage des fissures. Les mesures montrent que le module E, au voisinage des fissures, reste plus ou moins constant. Une déterioration de la superstructure ne s'est donc pas produite. Les valeurs absolues des déflections étaient faibles. Ceci, en partie, est le résultat de la valeur accrue de k_t. Puisque la capacité portante du fond restait environ la même depuis 1980/81 jusqu'à 1985, les valeurs faibles des déflections montrent aussi que la superstructure ne subissait pas de déterioration. La nature des déflections ne montre aucune courbure abrupte ou d'autres irrégularités près de la fissure. On peut donc supposer que la transmission des efforts tranchants n'a presque pas été compromise. Il n'y a pas de doute qu'on tâchera d'éviter au plus possible la formation de fissures dans la stabilisation au ciment par des raisons d'entretien du revêtement aussi bien que pour parer au dégâts causés par l'introduction d'eau salée. On peu cependant constater que les fissures dans les couches stabilisées au ciment ne compromettent que peu la portance de la dernière. Vues les déflections de toute façon faibles et la portance importante des superstructures stabilisées au ciment, cette influence ne joue essentiellement pas de rôle en pratique. Il est important qu'une détérioration progressive n'ait pas lieu, ce qui à été constaté dans le présent essai. Cette constatation est confirmée qualitativement par les bonnes experiences des routes nationales et d'autres routes importantes en superstructure stabilisée au ciment et d'autres tronçons d'essai.

1. AUFTRAG UND ZIEL

Das Ingenieurbüro Heierli Zürich (IBH) wurde mit Schreiben vom 15.10.1980 vom Eidgenössischen Departement des Inneren mit der Durchführung des Forschungsauftrages Nr. 26/80 beauftragt. Als Thema wird in unserem Gesuchsschreiben die Untersuchung über die Entwicklung von Rissen und Tragfähigkeitsveränderungen im zementstabilisierten Strassenoberbau genannt.

Der vorliegende Forschungsauftrag Nr. 26/80 stellt die Fortsetzung der von uns durchgeführten Forschungsaufträge Nr. 17/76 (Vorschlag zur Dimensionierung des voll zementstabilisierten Strassenoberbaus) und Nr. 14/79 (Festigkeit der Zementstabilisierung) dar, welche von der VSS-Kommission 12 begleitet wurden.

Die bisherige Dimensionierung - vgl. Schlussbericht des Forschungsauftrages Nr. 17/76 - setzt ein linear-elastisches Verhalten des Untergrundes respektive Unterbaues und des voll zementstabilisierten Oberbaues voraus. Die Mikrorisse in der Zementstabilisierung bewirken zwar eine Erniedrigung des E-Moduls, haben aber nicht eine feststellbare Abweichung vom linear-elastischen Verhalten zur Folge.

Schwindrisse und natürlich Arbeitsfugen sind gemäss langjähriger Erfahrung mit zementstabilisierten Oberbauten mindestens teilweise unvermeidlich. Dabei hängt die Häufigkeit und Oeffnungsbreite von Schwindrissen von vielen Faktoren ab.

Insofern, als die Dickendimensionierung auf der Plattentheorie beruht, wird ihre Anwendbarkeit durch Risse und Arbeitsfugen beeinflusst. Durch Risse und Arbeitsfugen werden Lastumlagerungen und Beanspruchungsänderungen hervorgerufen. Die Entwicklung derartiger Risse und der Tragfähigkeitsveränderungen werden im vorliegenden Forschungsauftrag experimentell untersucht.

Konkret formuliert will man dabei feststellen, ob ein einst entstandener Riss in einer Schicht aus Zementstabilisierung infolge schweren Verkehrs zu progressiven Rissen führen können, wodurch die Tragfähigkeit bzw. die Gebrauchsdauer des zementstabilisierten Strassenoberbaues wesentlich redu-

ziert wird. Zu diesem Zweck wurde eine Versuchspiste bei einer Aufbereitungsanlage am Limmattalerkreuz (N20.1.2) erstellt. Die Versuchspiste dient zum An- und Abtransport von je ca. 500'000 m3 Kies-Stabilisierungsmaterialien (Total 1 Mio. m3) für den Nationalstrassenbau und wird ständig mit schweren Lastwagen (Achslasten bis 200 kN) befahren.

Die Erstellungskosten der Versuchspiste gehen deshalb nicht zu Lasten des Forschungsauftrages. Die periodische Muldenmessung mit dem Benkelmann-Balken wurde unter unserer Leitung durch die Mitarbeiter des Tiefbauamtes des Kantons Zürich ausgeführt. Auch die Personalkosten des Kantons belasten den Forschungauftrag nicht. Dem Tiefbauamt des Kantons Zürich sei an dieser Stelle für die geleistete Unterstützung aufrichtig gedankt.

2. GRUNDPRINZIP

Die Entwicklung der künstlich erzeugten und natürlich entstandenen Risse auf der Versuchspiste wurden mit der Muldenmessung periodisch verfolgt. In Abbildung 1 sind 3 charakteristische Einsenkungsmulden dargestellt. Mulde (1) würde bei einer homogenen, elastischen (Oberbau)-platte ohne jegliche Risse gemessen. Die maximale Deflektion d_1 ist klein. Die Mulde verläuft stetig und glockenförmig. Im Falle des Vorhandenseins eines Querrisses, bei dem die Querkraftübertragung geschwächt wird, würde Mulde (2) gemessen werden. Die Mulde müsste beim Riss unstetig werden und die maximale Deflektion d_1 sollte grösser werden als die der Mulde (1). Die (Oberbau)-platte wird nun im gerissenen Zustand ständig mit schweren Lastwagen befahren und stark beansprucht. Die Ueberbeanspruchung des Plattenbereichs um den Riss könnte zu einem weiteren Riss und schliesslich zu einer progressiven Zerstörung des Oberbaus führen. In diesem Fall müsste die gemessene Mulde wie Mulde (3) aussehen. Ihre maximale Deflektion würde wesentlich grösser sein als diejenigen der Mulden (1) und (2). Anderseits kann ein progressives Bruchbild auch visuell beobachtet werden. Die Muldenmessung und die visuelle Beobachtung bilden die Hauptmethoden der vorliegenden Untersuchung.

Abbildung 1:

Prinzip der Muldenmessung

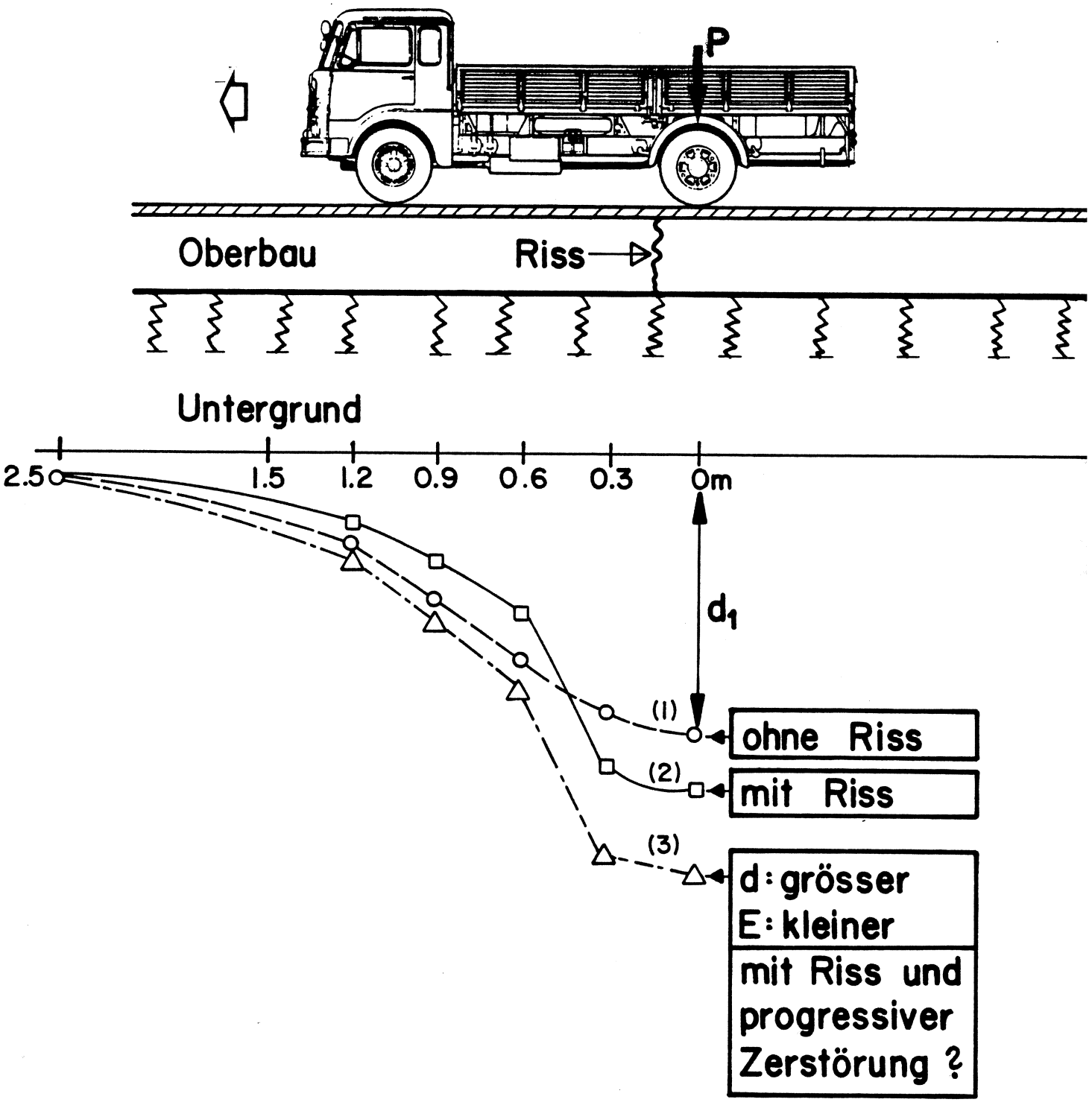
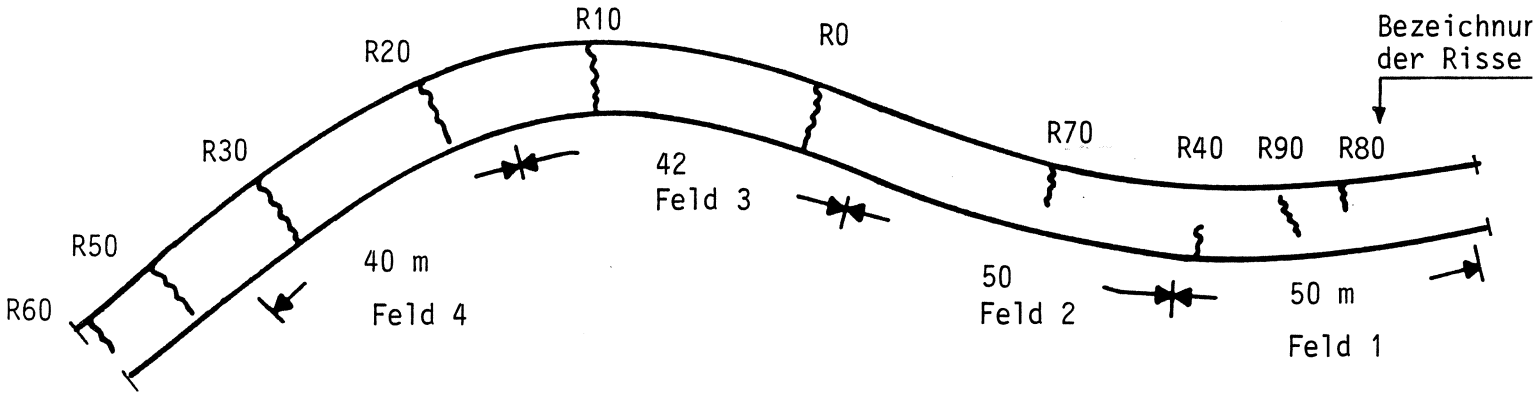
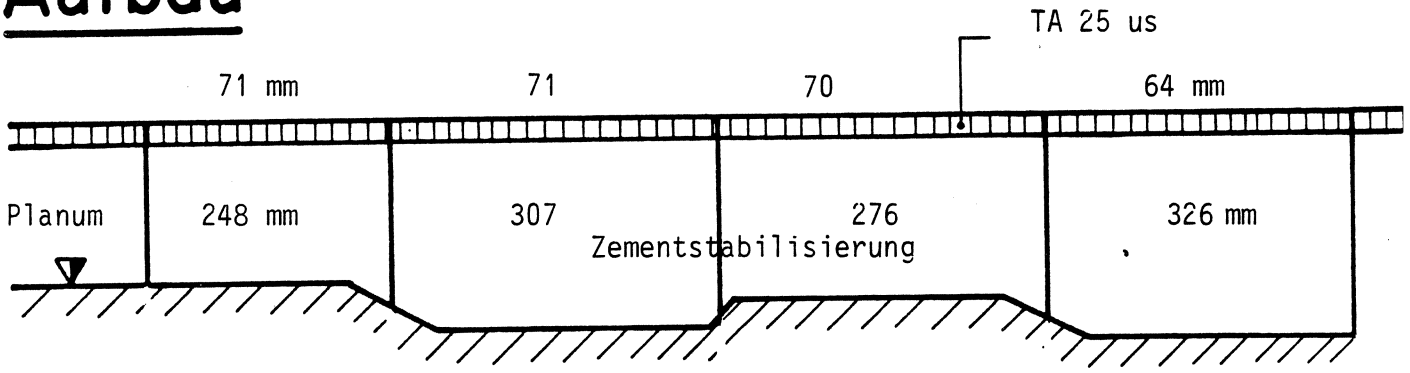


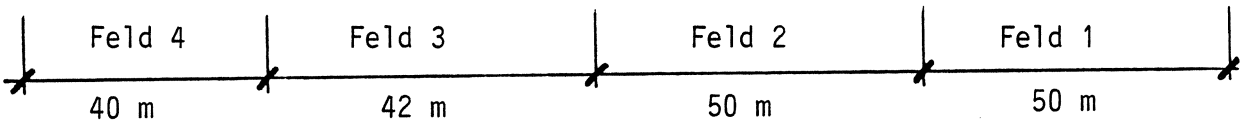
Abbildung 2 : Versuchspiste

Situation :

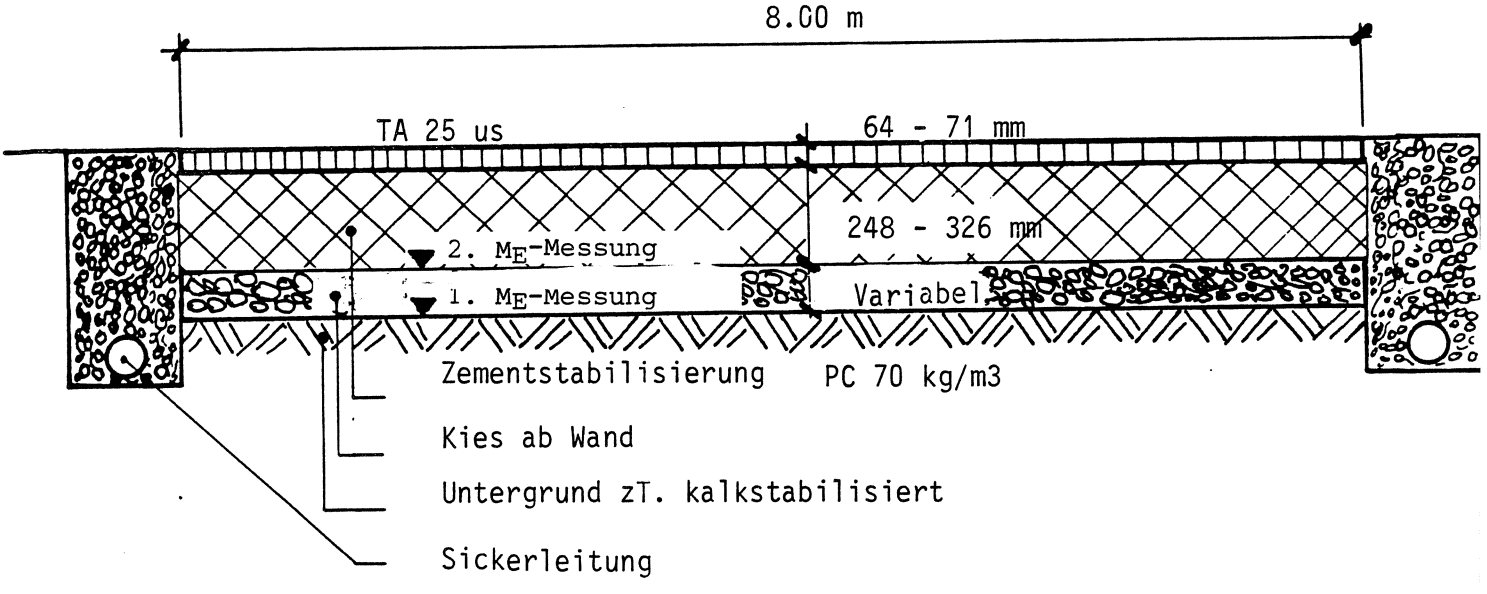


Aufbau





Normalprofil



Für die Muldenmessung kamen zwei grundverschiedene und anerkannte Methoden zur Anwendung:

- Quasi-statische Messung mit dem Benkelman-Balken

- Dynamische Messung mit dem Vibraflect vom ISETH.

3. VERSUCHSPISTE

Die Versuchspiste ist 182 m lang und in 4 Feldern mit Feldlängen von 40 bis 50 m unterteilt. Die Pistenbreite beträgt 8 m. Die Oberbauaufbauten gehen aus Abbildung 2 hervor.

Schichtdicken der Felder (siehe Tabelle 1)
Die Dicken der Zementstabilisierung (Zementgehalt 70 kg/m3) betragen zwischen 248 und 326 mm und diejenigen der bituminösen Decke aus der Sorte TA 25 us zwischen 64 und 71 mm.

Schichtdicken um die Risse (siehe Tabelle 2)
Die Dicken der Zementstabilisierung variieren zwischen 256 und 313 mm und diejenigen der bituminösen Decke zwischen 68 und 78 mm.

Der Riss R0 wurde künstlich durch Einlegen einer Plastik-Folie an der Arbeitsfuge erzeugt. Bei den Rissen R10 bis R30 handelt es sich um natürlich entstandene Schwindrisse. Alle Risse in der Zementstabilisierung haben durch den bituminösen Belag (TA 25 us) durchgeschlagen (vgl. Fotodokumentation im Anhang).

Tabelle 1 Schichtdicken der Felder

Feld Nr.	4	3	2	1
bituminöse Decke TA 25 us				
$\bar{x}$ mm	71	71	70	64
n	14	14	18	18
cv(%)	8	7	9	12
zementstabilisierte Schicht				
PC = 70 kg/m3				
$\bar{x}$ mm	248	307	276	326
n	13	13	18	15
cv (%)	4	2	5	4

Tabelle 2 Schichtdicken um die Risse

Riss-Nr.	R0	R10	R20	R30
bituminöse Decke TA 25 us	(Feld 3)	(Feld 3)	(Feld 4)	(Feld 4)
$\bar{x}$ mm	74	78	68	77
n	8	8	8	8
cv (%)	9	3	4	3
zementstabilisierte Schicht				
PC = 70 kg/m3				
$\bar{x}$ mm	298	313	263	256
n	8	8	8	8
cv (%)	1	1	2	2

Bemerkungen:

$\bar{x}$ Durchschnittswert

n Anzahl der Messwerte

cv Variationskoeffizient

Pc Dosierung Portland Zement

Tabelle 3 M_{E1}-Werte auf dem Planum, 1. Messung

Feld		1	2	3	4
Anzahl der Messwerte	n	15	15	10	15
Mittelwert	$\bar{x}$ $(\frac{kN}{m2})$	17800	80000	11400	7700
Standard-abweichung	s $(\frac{kN}{m2})$	15000	3200	6200	5100
Variations-koeffizient	cv(%)	84	40	54	67

Tabelle 4 M_{E1}-Werte auf dem Planum, 2. Messung
(das Planum wurde verbessert, zT. kalkstabilisiert)

Feld		1	2	3	4
Anzahl der Messwerte	n	15	15	15	15
Mittelwert	$\bar{x}$ $(\frac{kN}{m2})$	18300	18400	16000	20600
Standard-abweichung	s $(\frac{kN}{m2})$	8900	10500	6400	12300
Variations-koeffizient	cv(%)	49	57	40	60

Tabelle 5 Korrelation zwischen M_{E1}-Werte und K_m-Wert (M_{E1}, K_m gemessen

Feld Nr.	M_{E1} kN/m2	K_m N/mm3	Feld Nr.	M_{E1} kN/m2	K_m N/mm3
1	24800	0.074	6*	428600	0.343
	4700	0.018		41100	0.224
				176500	0.332
2	3400	0.023		71400	0.165
	7100	0.033		214300	0.188
	4900	0.015		11000	0.041
3	51700	0.083	7*	76900	0.125
	13400	0.034		30000	0.062
				6700	0.025
4	5100	0.029		14500	0.038
	12300	0.038		66600	0.143
	9700	0.029			

* Bei den Feldern 6 und 7 handelt es sich um eine Versuchsstrecke auf der provisorischen Umfahrung N1 Bern - Zürich, die in derselben Zeit wie die Versuchspiste gebaut wurde.

Tabelle 6 Empfohlene Korrelation M_{E1}-K_m

M_{E1} (kN/m2)	gemäss vorliegender Untersuchung 1986 K_m (N/mm3)	gemäss Yang 1979 K_m (N/mm3)	gemäss Guidicetti 1973 K_m (N/mm3)	gemäss SNV 640 324 (Ausgabe 86) K_m (N/mm3)
5000	0.022	0.020	0.018	0.015
10000	0.036	0.030	0.028	0.022
15000	0.047	0.040	0.035	0.030
30000	0.074	0.060	0.050	0.060
50000	0.10	0.08	0.07	0.100
80000	0.14	0.11	0.09	
100000	0.16	0.15	0.10	
200000	0.26	0.20	0.15	
400000	0.41	0.30	0.22	

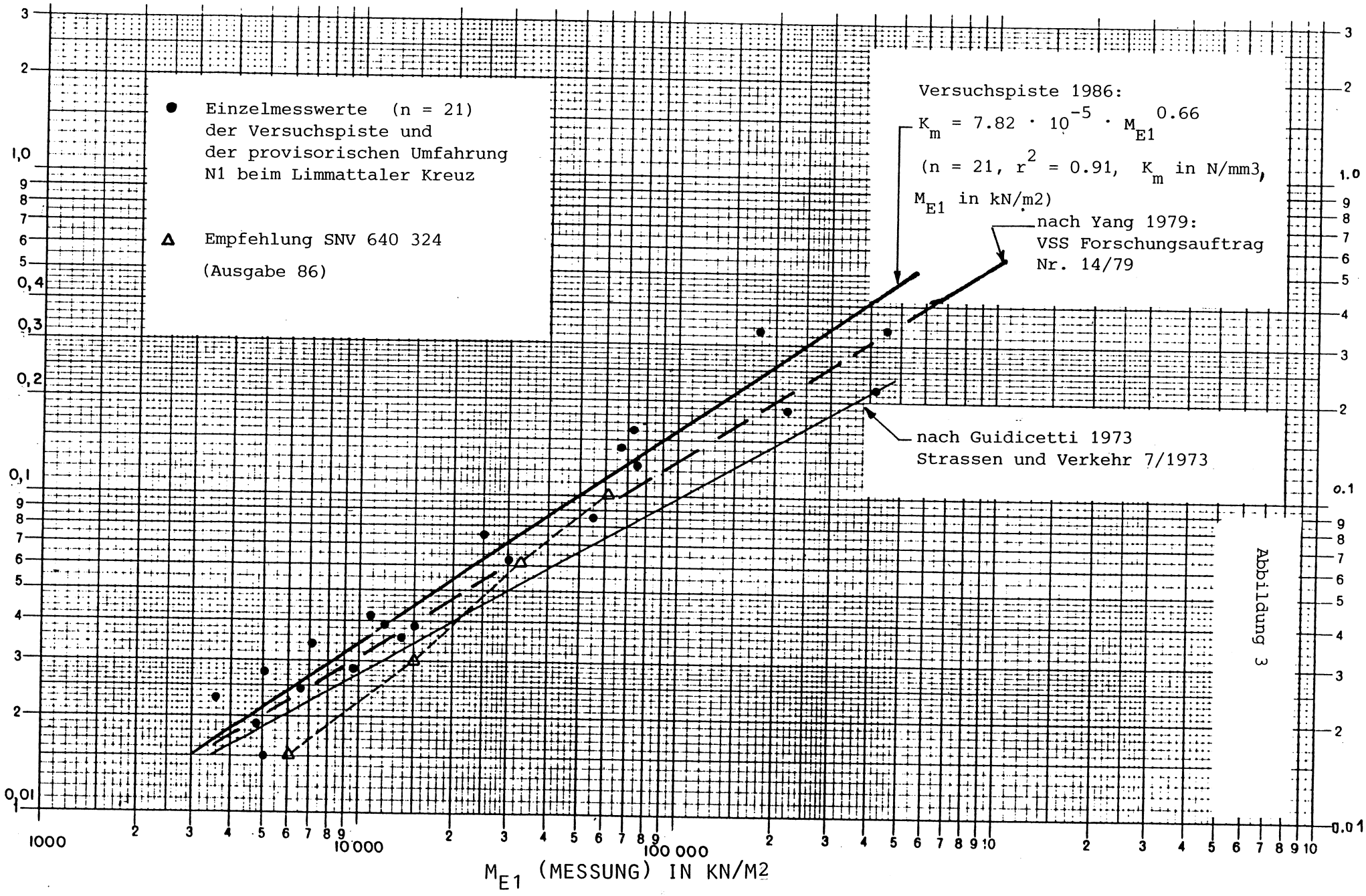

K_m (MESSUNG)
N/MM3
ABBILDUNG 3: KORRELATION K_m - M_{E1}
Einzelmesswerte (n = 21)
der Versuchspiste und
der provisorischen Umfahrung
N1 beim Limmattaler Kreuz
Empfehlung SNV 640 324
(Ausgabe 86)
Versuchspiste 1986:
$K_m = 7.82 \cdot 10^{-5} \cdot M_{E1}^{0.66}$
(n = 21, $r^2 = 0.91$, K_m in N/mm3, M_{E1} in kN/m2)
nach Yang 1979:
VSS Forschungsauftrag
Nr. 14/79
nach Guidicetti 1973
Strassen und Verkehr 7/1973
M_{E1} (MESSUNG) IN KN/M2

Abbildung 3

Untergrund

Der Untergrund wies ursprünglich eine ungenügende Tragfähigkeit auf dem Planum auf. Die gemessenen M_{E1}-Werte lagen zwischen 7700 und 17800 kN/m2 (siehe Tabelle 3). Als zulässiger Wert wurde 15000 kN/m2 gefordert. Nach einer Verbesserung, bei der zum Teil (örtlich) mit Kalk stabilisiert wurde, betrug der M_{E1}-Wert zwischen 16000 und 20600 kN/m2 (siehe Tabelle 4). Unmittelbar danach wurde die Stabilisierung eingebaut. Etwa 2 Wochen später erfolgte der Einbau des bituminösen Belages.

Gleichzeitig mit der M_{E1}-Messung wurde der K_m-Wert gemäss SNV 670 319 auch gemessen. Die 21 Messwertepaare sind in Tabelle 5 zusammengestellt (der Fusszeiger m bedeutet Messung).

Aus der graphischen Auftragung der gemessenen Werte in Abbildung 3 wird die M_{E1}-K_m Korrelation $K_m(N/mm3) = 7.82 \times 10^{-5} \times M_{E1}^{0.66}$ (kN/m2) mit einem Bestimmtheitsmass von $r^2 = 0.91$ für die vorliegende Untersuchung (siehe Tabelle 6, 1. und 2. Kolonne) bestimmt.

Das Bestimmtheitsmass r^2 liefert eine Angabe über die Qualität der Anpassung an die hier gemessenen 21 Daten. Liegt der errechnete Wert für r^2 nahe bei 1.00, so spricht dies für eine gute Anpassung. Mit $r^2 = 0.91$ kann die obige Korrelationsgleichung als relativ gut bezeichnet werden.

Zum Vergleich werden auch die Korrelationen von Yang 1979, Guidicetti 1973 und der SNV 640 324 (Ausgabe 1986) in Abbildung 3 und in Tabelle 6 angegeben. Man ersieht daraus, dass die Empfehlung in der SNV 640 324 im unteren Bereich einen verhältnismässig niedrigen K_m-Wert liefert.

In der Praxis wird der Oberbau in der Regel nach dem in situ gemessenen K_m- bzw. M_{E1}-Wert dimensioniert. Nach der Fertigstellung des Oberbaues nimmt die Untergrundtragfähigkeit im allgemeinen zu. Dies trifft auch für die Versuchspiste zu. Als Gründe dafür können folgende Faktoren aufgeführt werden:

- Der Untergrund wurde mit der Zeit trockener:
  Durch die relativ undurchlässigen Schichten aus Stabilisierungen und bituminösen Belägen konnte das Wasser von oben nach unten nur

durch die vorhandenen Risse in den Untergrund gelangen. Die Quantität war nicht bekannt, dürfte aber gering sein. Anderseits konnte das Wasser auch in horizontaler Richtung in den Untergrund gelangen, was jedoch durch die vorhandenen beidseitigen Sickerleitungen ziemlich erschwert sein dürfte.

- Der Untergrund wurde nachverdichtet:
  Während des Oberbau-Einbaus und auch danach - infolge der schweren Verkehrslasten - wurde der Untergrund nachverdichtet, was eine Erhöhung der Tragfähigkeit zur Folge haben muss.

- Der Untergrund wurde teilweise mit Kalk stabilisiert:
  Der Kalk im Boden führt zu einer zweifachen Wirkung:
  1. Entzug von Wasser aus dem Boden und 2. Binden des Bodens durch chemische Reaktion. Letzteres bewirkt, dass die Bodentragfähigkeit sich bis zu einer gewissen Zeit positiv entwickelt.

- Die effektive Bodenpressung auf dem Planum ist viel geringer als diejenige der Messung für K_m bzw. M_{E1}.
  Bekanntlich ist die Verformungseigenschaft von Böden spannungsabhängig. Je grösser die Bodenpressung ist, desto stärker wird auch die Verformungszunahme. Daher sind die M_{E1} und K_m-Werte im grossen Spannungsbereich kleiner als diejenigen im kleinen Spannungsbereich.

Gemäss SNV-Norm 670 317a, Plattenversuch M_E, werden bei der M_{E1}-Wert-Bestimmung folgende Pressungen angebracht:

. Untergrund und Unterbau	50 - 150	kN/m2
. Fundationsschicht	150 - 250	kN/m2
. Tragschicht	250 - 350	kN/m2

Der Plattendurchmesser beträgt 300 mm. Gemäss SNV 670 319, Plattenversuch nach Westergaard, werden bei der K_m-Wert-Bestimmung Pressungen von 10 kN/m2 bis 70 kN/m2 angebracht. Der Plattendurchmesser beträgt 762 mm (vgl. mit der M_{E1}-Messung: Die Pressung beträgt ca. die Hälfte, während der Plattendurchmesser etwas mehr als doppelt so gross ist).

Die effektive Bodenpressung infolge einer für die Muldenmessung verwendeten Achslast von 200 kN kann aus der Theorie wie folgt zurückgerechnet werden:

Auf der Oberfläche der Zementstabilisierung des Versuchsfeldes 2 wurden 18 Mulden gemessen. Die durchschnittliche, maximale Deflektion betrug 36/100 mm. Aus der Durchschnittsmulde wurden ein E-Modul von 7600 N/mm2 für die Stabilisierung und ein K_t-Wert von 0.10 N/mm3 (entsprechender M_{E1}-Wert = 50'000 kN/m2) theoretisch zurückgerechnet (der Fusszeiger t bedeutet theoretisch). Somit ergibt sich eine maximale effektive Pressung von 36/100 x 0.10 = 0.036 N/mm2 = 36 kN/m2.

Die effektive Bodenpressung infolge einer Achslast von 200 kN beträgt nur 36 kN/m2 und liegt somit weit unter der für die M_{E1}/K_m-Messung angebrachten Messung von 150 bzw. 70 kN/m2. Wie oben bereits erwähnt, ergeben sich im kleineren Spannungsbereich grössere M_{E1} bzw. K_m-Werte als im grösseren Spannungsbereich.

Dies erklärt die Tatsache, warum zB. im Feld 2 ein vielfach höherer Wert für K_t von 0.10 N/mm3 (M_{E1} = 50'000 kN/m2) aus den gemessenen Mulden zurückgerechnet wurde als die auf dem Planum gemessenen M_{E1} = 18'400 kN/m2 (K_m = 0.05 N/mm3). Dieser Sachverhalt gilt überall, auch für die Versuchsfelder 1, 3 und 4, worauf wir noch im Kapitel 6 zurückkommen werden.

Bodenpressungen

Die aus der Mulde zurückgerechnete Bodenpressung ($\sigma_\beta = K_t \times d_1$) infolge einer Achslast von 100 kN beträgt (siehe Anhang 1):

Messerie	Bodenpressungen σ_B in N/mm2 infolge einer Achslast von 100 kN	
	in den Feldern	um die Risse
Auf Stabilisierung		
1	0.019 - 0.021	-
2	0.017 - 0.022	0.018 - 0.021
Auf bituminösem Belag		
3	0.018 - 0.026	-
4	0.022 - 0.028	0.020 - (0.040)
5	0.018 - 0.022	0.023 - 0.029
6	0.015 - 0.025	0.018 - 0.023
7	0.015 - 0.026	0.018 - 0.027

Daraus erkennt man, dass die Bodenpressung im Bereich der Risse etwas höher liegt als im Feldbereich, was an sich verständlich ist. Man entnimmt ferner daraus, dass die maximale Bodenpressung infolge einer Achslast vo 100 kN um den Wert 0.030 N/mm2 = 30 kN/m2 = 0.3 kg/cm2 liegen dürfte. Die effektive Beanspruchung unter der Versuchspiste ist aber doppelt so hoch (σ_β = 60 kN/m2), da die effektive Achslast 200 kN beträgt. Zum Vergleich sei an dieser Stelle erwähnt, dass unter einer 0.34 m dicken, schotterlosen Betontragplatte für den Schienenverkehr (Zürichbergtunnel) die vergleichbaren Bodenpressungen im Feld 70 und um einen Riss 90 kN/m2 betragen. Dieser Vergleich soll die verhältnismässig starke Beanspruchung der Versuchspiste hervorheben.

4. VERKEHR

Der Kiestransport über die Versuchsfelder wickelte sich mit 3 Fahrzeugtypen ab, deren Achslasten zwischen 30 bis 240 kN betrugen. Durch die unmittelbar neben der Versuchspiste befindende Waage wurde jedes Fahrzeug gewogen. Anhand der Lieferscheine konnte die Anzahl bestimmter Achslast-Kategorien periodisch ziemlich genau ermittelt werden. Die sich daraus ergebende äquivalente Verkehrslast gemäss SNV 640 320 ist in Abbildung 4 ersichtlich.

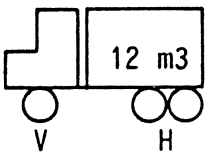
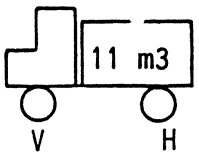
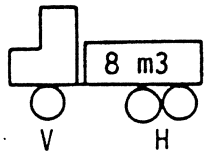
Ab Frühling 1980 bis Herbst 1986 wurden insgesamt ca. 1 Mio. m3 Kiesmaterialien an- und abtransportiert (Antransport 600'000 m3, Abtransport 400'000 m3). Die äquivalente Verkehrslast beträgt knapp 2 Mio., wobei zu erwähnen ist, dass der Verkehr nicht immer über die ganze Piste (Feld 1 bis 4) rollte. In der Regel wurden die Versuchsfelder 1 und 2 öfters befahren als die Versuchsfelder 3 und 4. Hervorzuheben ist hier die Tatsache, dass schwere Achslasten von 120 bis 250 kN - die nur für den Baustellenverkehr zugelassen werden und in der Regel nicht auf dem öffentlichen Strassennetz vorkommen - die Versuchspiste 6 1/2 Jahre lang stark befahren haben. Diese schweren Achslasten machen 79.2% der errechneten äquivalenten Verkehrslast von 2.0 Mio. aus (Tabelle 7). Der durchschnittliche tägliche Wert beträgt T_F = 1000.

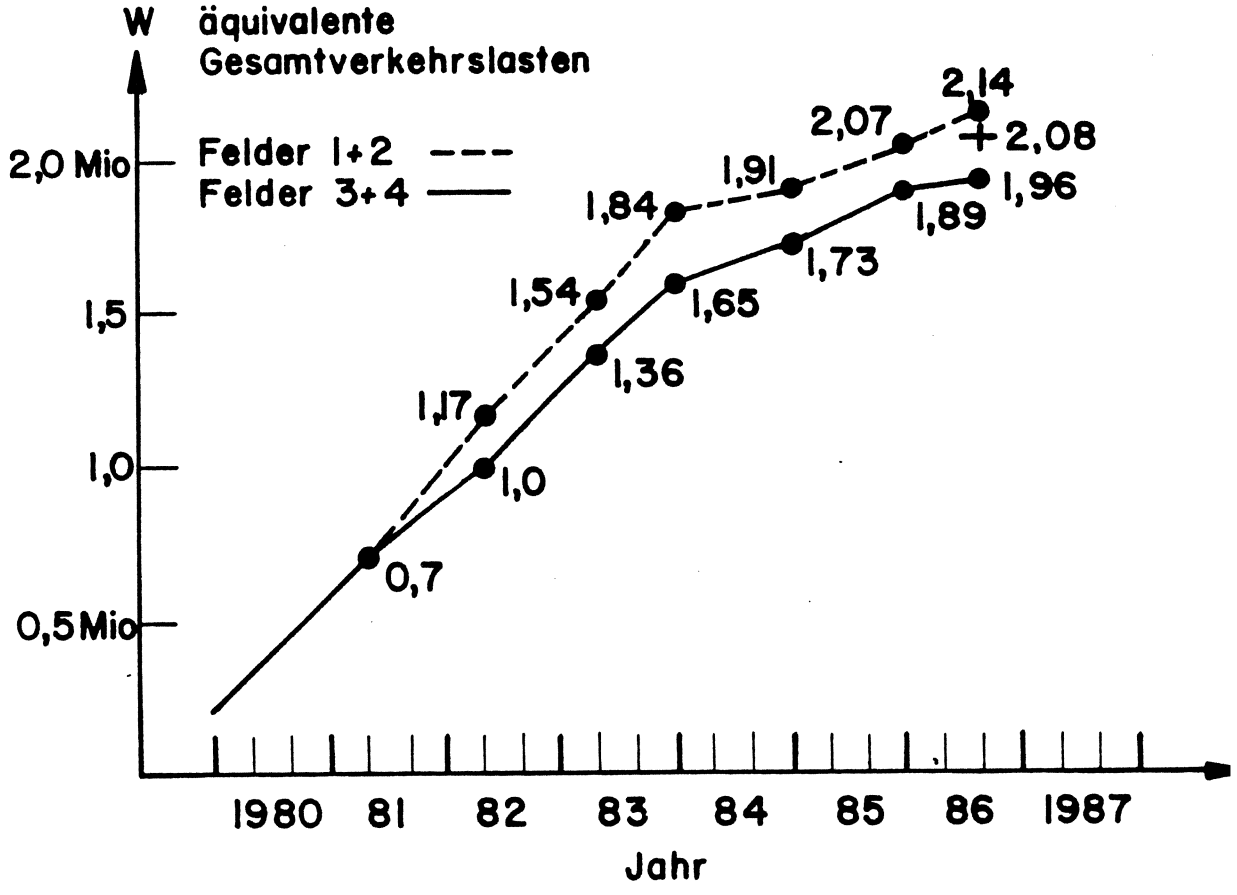
Tabelle 7 Anzahl Achslasten vom 18.6.1980 bis 30.9.1986

Achslast-Kategorien	30 - 40 kN	55 - 65 kN	75 - 85 kN	100 - 110 kN	120 - 130 kN	230 kN	Total
Anzahl Achslasten	199640	32780	68250	116210	110100	88000	535780
In Prozenten %	37.3	6.1	12.7	21.7	20.5	1.7	100%
Lastäquivalenzfaktoren	0.03	0.33	1.0	3.00	7.00	100.	
äquivalente Verkehrslast	5989	10817	68250	348630	770700	88000	2'084386
In Prozenten %	0.3	0.5	3.3	16.7	37.0	42.2	100%
					79.2%		

Abbildung 4

Verkehr über die Versuchsfelder

Fahrzeugtypen	1 Volvo BM 861 Moxy D 16 B Cat. D 22		2 Kokums Euclid R20		3 LKW 3-achsig	
						
Achslasten:						
leer (kN)	75	30 + 30	80	85	40	30 + 30
beladen (kN)	110	120 + 120	120	240	60	100 + 100



5. MULDENMESSUNGEN

Wie eingangs bereits erwähnt, wurden zwei grundverschiedene und anerkannte Methoden für die Muldenmessungen angewendet. Es sind dies:

1. Statische Messung mit dem Benkelman-Balken

2. Dynamische Messung mit dem Vibraflect vom ISETH (ehemaliges Institut für Strassen-, Eisenbahn- und Felsbau ETH-Zürich).

Messerien

Im Prinzip wurde jedes Jahr eine Messerie geplant und durchgeführt, mit der einzigen Ausnahme von 1984, wo keine Messung stattfand. Die Messerien sind in den Tabellen 8 und 9 zusammengestellt.

Mit der dynamischen Messung wurde ab 1984 aufgehört, weil die Pistenoberfläche infolge Abnutzung rauh geworden war, und die Messung darauf ziemlich erschwert und aufwendig war. Trotzdem hat die dynamische Messung brauchbare Messergebnisse geliefert.

Messpunkte

Eine genügende Anzahl von Messpunkten wurden sowohl in den Feldbereichen als auch um die Risse herum angeordnet.

Messpunkte im Felde

Auf jedem Versuchsfeld wurden 14 bis 18 Messpunkte angeordnet. Die Messpunkte lagen regelmässig verteilt auf 2 Reihen im mittleren Bereich des Strassenquerprofiles mit einem Längs/Querabstand von 5/1.8 m zueinander und waren mit Nägeln markiert. Somit waren die Messpunkte im Feld für alle Messerien fixiert.

Messpunkte um die Risse

An beiden Seiten eines Querrisses, welcher in der Regel durch die ganze Strassenbreite verläuft, wurden 4 Messpunkte pro Fahrspur gewählt. Die Messpunkte lagen ca. 150 bis 200 mm beidseits vom Riss entfernt (total 8 Messpunkte pro Riss, links und rechts vom Riss je 4 Messpunkte). Im Gegen-

satz zu den Messpunkten im Feld waren diejenigen umd die Risse herum nicht mit Nägeln gesichert. Deshalb war es durchaus möglich, dass ein Messpunkt einer Messebene um einige Zentimeter von demjenigen anderer Messerien abweichen konnte. Für die Beurteilung der Messergebnisse waren diese einigermassen zufällig gewählten Messpunkte nicht unbedingt von Nachteil. Denn bei der Beurteilung wird nur der Mittelwert herangezogen.

Tabelle 8 Muldenmessung mit dem Benkelman-Balken

Messerien	Datum	Effektive Achslast	Felder
1	14.03.80	100 kN	1 - 4 auf Stabilisierung
2	29.04.80	100 kN	1 - 4 auf Stabilisierung + Risse
3	30.05.80	100 kN	1 - 4 auf bituminösem Belag
4	04.04.81	100 kN	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse
5	07.05.82	200 kN	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse
6	29.04.83	200 kN	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse
7	01.10.85	200 kN	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse

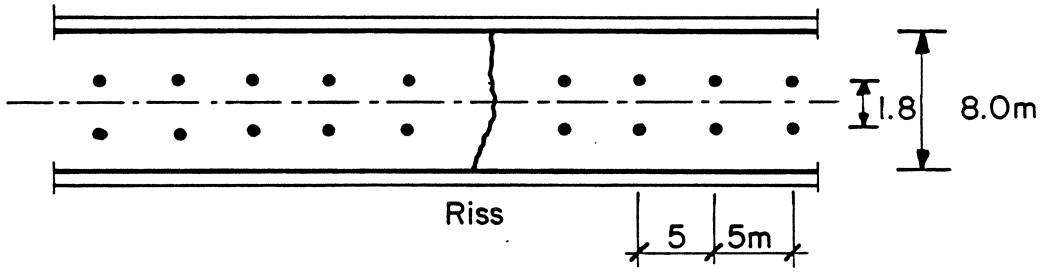
Tabelle 9 Muldenmessung mit dem Vibraflect vom ISETH

Messerien	Datum	Feld
1	09.01.80 + 13.03.80	1 - 2 auf Stabilisierung 3 - 4
2	28.04.80 29.04.80	1 - 4 auf Stabilisierung + Risse
3	03.06.80	1 - 4 auf bituminösem Belag (keine Mulden)
4	04.04.81	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse
5	07.05.82	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse
6	29.04.83	1 - 4 auf bituminösem Belag + Risse

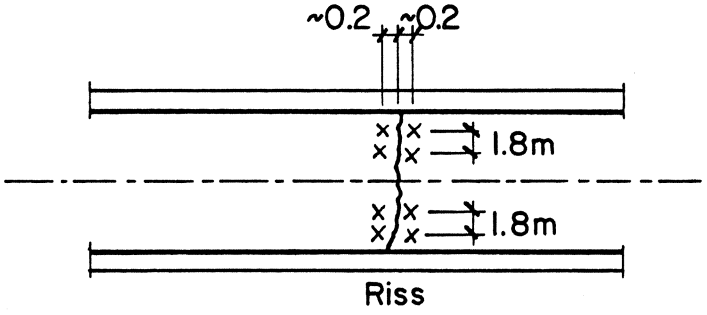
Danach wurde die Belagsoberfläche zu rauh und war für die Messung nicht mehr geeignet.
Abbruch der Messungen mit dem Vibraflect.

Abbildung 5
Anordnung der Messpunkte

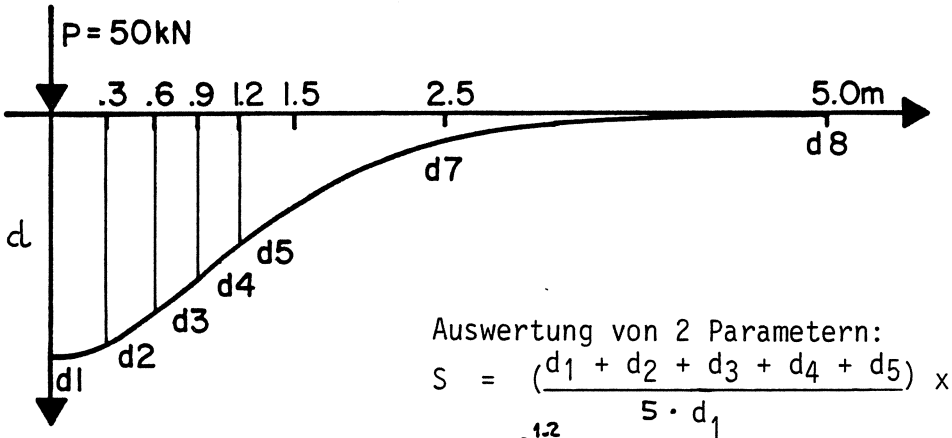
Messpunkte in einem Feld: Anzahl 14 - 18



Messpunkte um einen Riss: Anzahl 8



Muldenmessung: Ablesungsstellen 8



Auswertung von 2 Parametern:

$$S = \left(\frac{d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5}{5 \cdot d_1}\right) \times 100\ (\%)$$

$$A = \int_0^{1.2} d \cdot d_x = \text{Fläche} \quad (mm2)$$

Mit den bekannten S, A-Werten können die Bettungsziffer K_t und die Plattensteifigkeit $E \cdot h^3$ theoretisch ermittelt werden.

5.1 Muldenmessung mit dem Benkelman-Balken

Das Messgerät, der Messvorgang und die Auswertung der Deflektionsmessung mit dem Benkelman-Balken sind im Normblatt SNV 670 362 genau beschrieben und werden im vorliegenden Bericht als bekannt vorausgesetzt.

Bei der Muldenmessung werden in der Regel 8 Deflektionen (d_1 bis d_8) in Radabständen von 0, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 2.47 und 5.00 m gemessen (siehe Abbildung 5). Für die Messpunkte um die Risse herum liegt ein Riss stets zwischen den beiden ersten Messpunkten d_1 und d_2. Durch diese Anordnung werden die Risse bei der Messung stets überfahren.

Falls die Uhr-Ablesungen bei Radabständen von 2.47 m und 5.00 m gleich sind, so bedeutet dies, dass die Vorderbeine des Benkelman-Balkens eindeutig ausserhalb der Einflusszone des Messpunktes stehen. In diesem Fall ist keine Korrektur für die gemessenen Deflektionen d_1 bis d_5 erforderlich. Dies ist im allgemeinen bei der Messung auf flexiblen Strassenoberbauten oft der Fall.

Bei der Messung auf zementstabilisierten Oberbauten, die in der Regel eine grosse Lastausbreitungswirkung aufweisen, stehen hingegen die Vorderbeine des Benkelman-Balkens in der Regel oft innerhalb der Einflussmulde, sodass eine Korrektur für die gemessenen Deflektionen d_1 bis d_5 notwendig ist. Dies ist bei der vorliegenden Messung auf der Versuchspiste immer der Fall gewesen. Die Korrekturbeträge sind auf der nächsten Seite angegeben.

Korrekturbeträge

Das Korrekturmass für die maximale Deflektion d_1 (unter dem Rad) ist für die Praxis bekannt und beträgt gemäss SNV 670 362:

$$dd1 = 3.14 \times \Delta$$

worin bedeutet:

$dd1$ = Korrekturmass für d_1

$\Delta = 2 \times (A_i - A_e)$

A_i = Ablesung bei Radabstand 2.47 m

A_e = Endablesung bei Radabstand 5.00 m

Die Korrekturbeträge für d_2 bis d_5 waren zunächst noch unbekannt und wurden vom Verfasser aufgrund einer theoretischen Ableitung wie folgt angenommen:

dd1 = 3.14 x Δ bei Radabstand 0.00 m für d_1
dd2 = 2.10 x Δ bei Radabstand 0.30 m für d_2
dd3 = 1.30 x Δ bei Radabstand 0.60 m für d_3
dd4 = 0.60 x Δ bei Radabstand 0.90 m für d_4
dd5 = 0.00 x Δ bei Radabstand 1.20 m für d_5

Im Normblatt SNV 670 362 steht ferner, dass keine diesbezügliche Korrektur vorzunehmen sei, wenn der Ablesungsunterschied $A_i - A_e$ kleiner als 2/100 mm ist. Die Empfehlung rührt offenbar von der Messgenauigkeit des Benkelman-Balkens her. Der Verfasser ist der Meinung, dass diese Empfehlung eigentlich eher für flexible Strassen gelten sollte, wo in der Regel eine maximale Deflektion in der Grössenordnung von 50 bis 80/100 mm gemessen wird. Ein Korekturbetrag von3.14 x 2/100 = 6/100 mm macht dabei nur ca. 10% der gemessenen Deflektion aus, und kann deshalb vernachlässigt werden. Im vorliegenden Fall betrugen die Deflektionen auf dem zementstabilisierten Oberbau nur 10 bis 20/100 mm ohne Korrektur und bei einem Ablesungsunterschied von $(A_i - A_e)$ zwischen 1 bis 3/100 mm. Wenn keine Korrektur eingeführt würde, so wären die gemessenen Deflektionen sehr klein (10 bis 20/100 mm) und die Beurteilung für den Oberbau würde zu optimistisch ausfallen. Daher wurde beschlossen, die Korrektur ohne Einschränkung des Ablesungsunterschiedes konsequent einzuführen. Dies ergab effektiv einen Korrekturbetrag in der Grössenordnung von 3 bis 9/100 mm aus der Messung. Die Korrektur macht somit 30 bis 50% der gemessenen Deflektionen aus. Diese verhältnismässig (ungewohnt) grosse Korrektur muss bei der später noch folgenden Beurteilung der Messwerte gebührend berücksichtigt werden.

Die Temperatur des bituminösen Belages wurde zwar gemessen, aber es wurde auf eine Temperaturkorrektur verzichtet. Dies deshalb, weil erstens die Dicke des bituminösen Belags nur ca. 70 mm beträgt, zweitens die statische Mitwirkung der bituminösen Schicht im Vergleich zu derjenigen der darunterliegenden Stabilisierung klein ist und drittens die Belagstemperatur sich im Laufe der Tageszeit ständig ändert (eine Messerie dauerte in der Regel von 0800 Uhr bis 1500 Uhr).

Deflektionen

Eigentlich misst man mit dem Benkelman-Balken die rückfedernde Deflektion beim Entfernen der (Hinter-) Achslast eines Lastwagens.

Unter Voraussetzung des elastischen Verhaltens von Oberbau und Untergrund wird die rückfedernde Deflektion gleich der einsinkenden Deflektion gesetzt.

Analog wird ferner noch angenommen, dass die Deflektion linear proportional zur Achslast sei. Dies trifft in Wirklichkeit nicht ganz zu, da sich die Materialien des Oberbaus und des Untergrundes eher elastisch-plastisch verhalten.

Bei der Deflektionsmessung auf der Versuchspiste wurde anfänglich eine Achslast von 100 kN verwendet (1. bis 4. Messerie). Später wurde eine doppelte Achslast von 200 kN verwendet, um die Messgenauigkeit zu erhöhen (ab 5. Messerie). Die gemessenen Deflektionen wurden danach für die Beurteilung durch 2 dividiert, um die definierte Deflektion infolge der Normachslast (von 100 kN) zu erhalten.

5.2 Muldenmessung mit dem Vibraflect vom ISETH

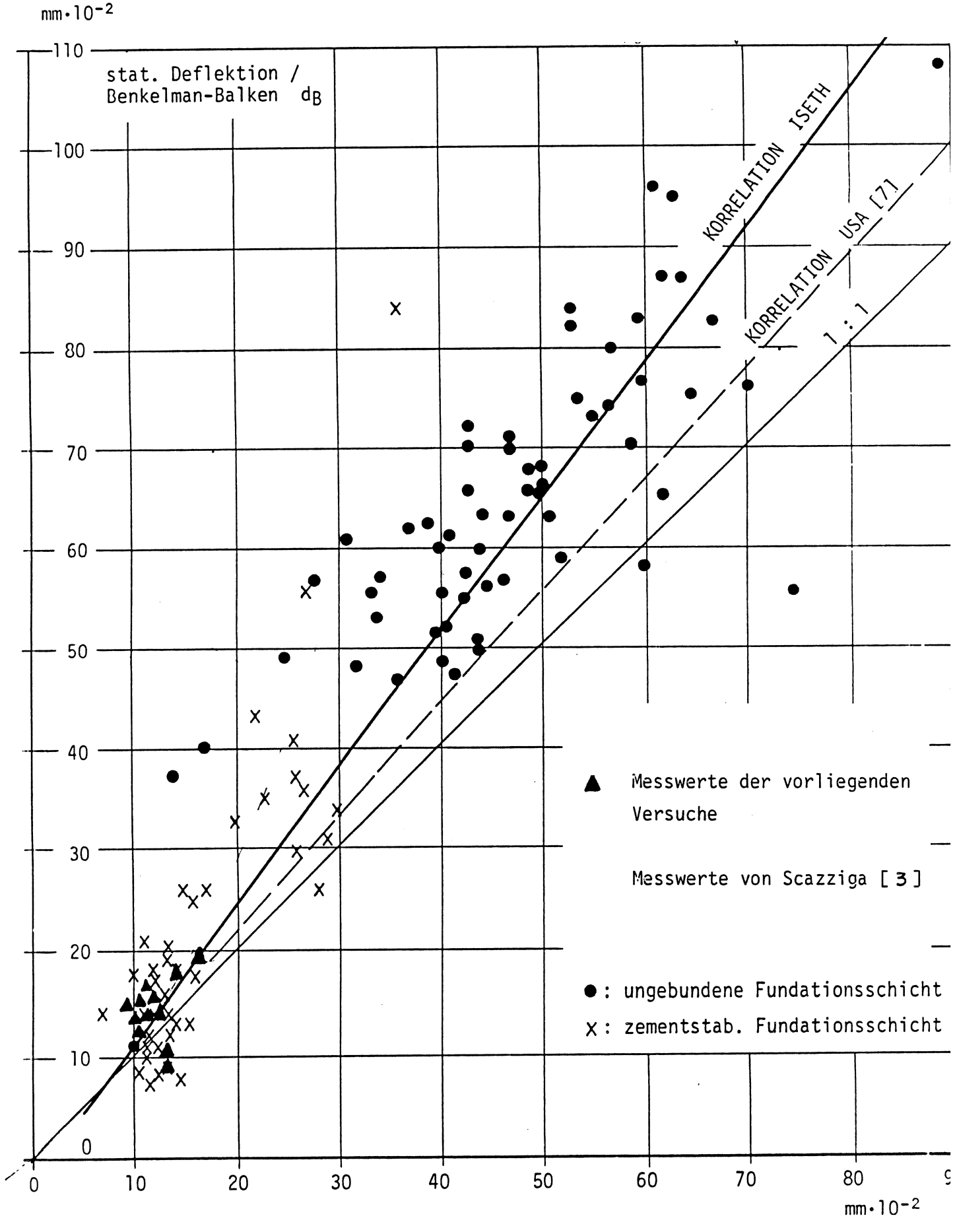
Ueber die dynamische Deflektionsmessung mit dem Vibraflect (Schwinger) vom ISETH hat I. Scazziga in [3] ausführlich berichtet. Unter einer dynamischen Belastung von 2 kN mit konstanter Frequenz von 8 Hz werden pro Mulde 5 Deflektionen d_1 bis d_5 in Abständen von 0, 0.3, 0.6, 0.9 und 1.2 m gemessen (wie mit dem Benkelman-Balken). Sie werden linear auf eine Belastung von 50 kN Raddruck (Achslast 100 kN) extrapoliert. Auf irgendeine Temperaturkorrektur wurde ebenfalls verzichtet.

Wie eingangs bereits erwähnt, wurde die dynamische Messung ab 1984 nicht mehr weiter durchgeführt, weil die Pistenoberfläche zu rauh geworden war.

5.3 Beziehung Vibraflect und Benkelman-Balken

Die Korrelation zwischen den zwei grundsätzlich verschiedenen Messmethoden wurde 1983 durch Scazziga in [3] untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6 wiedergegeben. Daraus ist ersichtlich, dass die vorliegenden Messwerte (▲) die früheren Messwerte von Scazziga (x) gut decken.

Abbildung 6: KORRELATION SCHWINGER - BENKELMAN-BALKEN



6. MESSERGEBNISSE

Pro Messerie wurden im Prinzip die Messwerte im Feld und diejenigen um die Risse herum separat behandelt. Die Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten wurden ausgewertet und sind in den Anhängen 1 und 2 zusammengestellt. Aus der gemittelten, stellvertretenden Mulde eines Feldes bzw. eines Risses wurden die Bettungsziffer K_t und die Plattensteifigkeit E x h^3 zurückgerechnet. Die Werte sind ebenfalls in den Anhängen 1 und 2 angegeben.

Für die Beurteilung muss man grundsätzlich die Messung auf der Zementstabilisierung und diejenige auf dem bituminösen Belag auseinander halten.

6.1 Messung mit dem Benkelman-Balken auf der Zementstabilisierung (1. und 2. Messerien)

Die Messwerte gehen aus den Tabellen 10 und 11 hervor. Das Alter der Zementstabilisierung betrug 2 1/2 bzw. 4 Monate.

Messung im Felde: (Tabelle 10)

Die gemessenen maximalen Deflektionen d_1 unter einer Achslast von 100 kN lagen zwischen 12 und 19/100 mm und waren verhältnismässig klein.

Die aus der Mulde theoretisch zurückgerechneten K_t-Werte betrugen 0.10 bis 0.16 N/mm3, welche einem M_{E1}-Wert von 50'000 bis 100'000 kN/m entsprechen würden. Die Gründe der verhältnismässig hohen K_t/M_{E1}-Werte wurden bereits im Kapitel 3 aufgeführt.

Die aus der Mulde zurückgerechneten E-Moduli der Zementstabilisierung können somit als gut bezeichnet werden (E lag zwischen 4800 und 9700 N/mm2).

Die beiden Messerien auf der Zementstabilisierung bestätigten sich gegenseitig ziemlich gut. Man erkennt daraus praktisch keine Festigkeitsentwicklung mehr zwischen den beiden Messerien. Die Bodentragfähigkeit (K_t-Wert) der beiden Messerien kann ebenfalls auch als "konstant" und "hoch" bewertet werden.

Messung um die Risse (Tabelle 11):

Die Risse R0, R10 befinden sich in Feld 3, während die Risse R20 und R30 in Feld 4 liegen. Zum Vergleich werden deshalb nur die zugehörigen Felder der 2. Messerie herangezogen. Aus den Messergebnissen kann ein eindeutiger Unterschied zwischen "Feld" und "Rissen" nicht abgeleitet werden. Sie waren als Ausgangswerte ziemlich gleich.

TABELLE 10: Messung mit dem Benkelman-Balken auf der Zementstabilisierung im Feld

Messung auf der Zement-stabilisierung		Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4
Dicke der Stabilisierung h (mm)		326	274	307	248
1. Messerie vom 14.3.1980					
Alter 2 1/2 Monate	d_1 ($\frac{mm}{100}$)	13.7	18.5	16.4	14.7
	K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.14	0.11	0.12	0.14
	$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	200	120	140	150
	E-Modul ($\frac{N}{mm2}$)	5900	5600	4800	9700
2. Messerie vom 29.4.1980					
Alter 4 Monate	d_1 ($\frac{mm}{100}$)	12.8	17.8	13.7	14.0
	K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.13	0.10	0.15	0.16
	$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	250	160	170	140
	E ($\frac{N}{mm2}$)	7200	7600	5900	9100

TABELLE 11: Messung mit dem Benkelman-Balken auf der Zementstabilisierung um die Risse

Messung auf der Zement-stabilisierung		R0	R10	R20	R30
		Feld 3		Feld 4	
Dicke der Stabilisierung h (mm)		298	313	263	256
1. Messerie vom 14.3.1980					
Alter 2 1/2 Monate	d_1 ($\frac{mm}{100}$)				
	K_t ($\frac{N}{mm3}$)		keine Messung		
	$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)				
	E-Modul ($\frac{N}{mm2}$)				
2. Messerie vom 29.4.1980		Feld 3		Feld 4	
Alter 4 Monate	d_1 ($\frac{mm}{100}$)	16.3	13.8	13.5	16.8
	K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.11	0.15	0.15	0.12
	$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	150	170	190	130
	E ($\frac{N}{mm2}$)	5700	5500	10400	7700

6.2 Messung mit dem Vibraflect auf der Zementstabilisierung (1. und 2. Messerien)

Die Messwerte gehen aus den Tabellen 12 und 13 hervor. Das Alter der Zementstabilisierung betrug 2 1/2 und 4 Monate.

Auf Abbildung 6 sind die gemessenen maximalen Deflektionen d_1 mit dem Benkelman-Balken und diejenigen mit dem Vibraflect mit der Figur ▲ aufgetragen. In der gleichen Abbildung sind auch die Untersuchungsergebnisse von Scazziga mit den Figuren x und ● angegeben. Die Messungswerte der Versuchspiste auf der Zementstabilisierung (▲) stimmen sehr gut überein mit denjenigen von Scazziga (x). Dies ist ein Beweis dafür, dass die konsequente Einführung der Korrekturbeträge (Abschnitt 5.1) gerechtfertigt ist.

Ein Vergleich mit den Messwerten mit dem Benkelman-Balken (Tabellen 10 und 11) lässt erkennen, dass der dynamische E-Modul höher liegt als der statische. Hingegen liegt der dynamische K_t-Wert ziemlich im Bereich des statischen.

TABELLE 12: Messung mit dem Vibraflect auf der Zementstabilisierung im Feld

Messung auf der Zement-stabilisierung	Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4
Dicke der Stabilisierung h (mm)	326	274	307	248
1. Messerie vom 9.1. + 13.3.80				
Alter 2 1/2 Monate d_1 ($\frac{mm}{100}$)	11.8	15.9	8.5	9.7
K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.20	0.06	0.16	0.16
$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	180	300	400	300
E-Modul ($\frac{N}{mm2}$)	5200	14000	13700	19000
2. Messerie vom 28.4.1980				
Alter 4 Monate d_1 ($\frac{mm}{100}$)	10.3	14.7	9.1	9.6
K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.18	0.09	0.12	0.14
$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	250	300	400	350
E ($\frac{N}{mm2}$)	7300	14300	13800	23000

TABELLE 13: Messung mit dem Vibraflect auf der Zementstabilisierung um die Risse

Messung auf der Zement-stabilisierung	R0	R10	R20	R30
	Feld 3		Feld 4	
Dicke der Stabilisierung h (mm)	298	313	263	256
1. Messerie vom 19.1. + 13.3.1980				
Alter 2 1/2 Monate d_1 ($\frac{mm}{100}$)	keine Messung			
K_t ($\frac{N}{mm3}$)				
$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)				
E-Modul ($\frac{N}{mm2}$)				
2. Messerie vom 28.4.1980	Feld 3		Feld 4	
Alter 4 Monate d_1 ($\frac{mm}{100}$)	12.3	9.6	10.4	11.0
K_t ($\frac{N}{mm3}$)	0.14	0.12	0.16	0.13
$10^9 \cdot Eh^3$ (N · mm2)	230	400	250	300
E ($\frac{N}{mm2}$)	8700	13000	13700	18000

6.3 Festigkeit der Zementstabilisierung

Vor dem Einbau wurden Laboruntersuchungen durch das Tiefbauamt des Kantons Zürich durchgeführt, um den optimalen Wassergehalt und die Druckfestigkeit der Zementstabilisierung zu bestimmen. Die Untersuchungsergebnisse sind nachstehend zusammengestellt (siehe auch Anhang 3).

- Grundmaterial (Zuschlagstoff): Sauberer Kies mit reichlich Sand
  Feld 1 + 2 (GP + GW)
  Feld 3 + 4 (GP)

- Zementgehalt: PC 70 kg/m3

- Wassergehalt: optimal 5.1 Gw-%

- Sättigungsgrad: 64.3%

- Trockenraumgewicht: 22.1 kN/m3

- Verdichtungskontrolle:
  mit Nukleargerät: 100.2%

- Druckfestigkeit:

  . im Alter von 7 Tagen = 6.7 - 7.0 N/mm2
  . im Alter von 28 Tagen = 8.0 - 9.2 N/mm2
  . im Alter von 60 Tagen = 9.5 - 10.0 N//m2

Beim Einbau der Piste wurden 12 Balkenproben aus Zementstabilisierung bei der EMPA labormässig hergestellt. Damit wurden die Biegezugfestigkeit, die Druckfestigkeit und der E-Modul auf Biegung bestimmt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 14 zusammengestellt.

Das Alter der Proben betrug zwischen 50 Tagen und 1 1/2 Jahren. Man kann für diese Zeitspanne keine eindeutige Zunahme der Festigkeiten aus den Versuchsdaten feststellen. Die Festigkeitsentwicklung war offenbar bei einem Alter von ca. 90 Tagen bereits abgeschlossen. In einem Alter von über 50 Tagen betrugen die

- Druckfestigkeit β_d: 10.9 bis 14.0 N/mm2
- Biegezugfestigkeit β_{bz}: 1.6 bis 2.1 N/mm2
- das Verhältnis β_{bz}/β_d: 0.133 bis 0.167
- E-Modul auf Biegung: 7000 bis 19000 N/mm2

Die Streuung des E-Moduls aus dem Labor ist gross. Der Maximal- und Minimalwert betrug 19000/3000 mit einem Durchschnittswert von 11000 N/mm2. Der mit dem Benkelman-Balken gemessene E-Modul lag zwischen 4800 und 14400 N/mm2 (Tabellen 10 und 11) und waren somit fast um 50% niedriger. Hingegen lag der mit dem Vibraflect gemessene E-Modul zwischen 5200 und 19000 N/mm2 (Tabellen 12 und 13) fast in der Nähe der Versuchswerte vom Labor.

Die Zementstabilisierung der Versuchspiste weist eine sehr hohe Festigkeit auf, obwohl der Zementgehalt von 70 kg/m3 im üblichen Rahmen liegt. Der Grund dafür liegt vermutlich im verhältnismässig sauberen Grundmaterial (Zuschlagstoff), welches sehr wenige Feinanteile enthält. Zementstabilisierungen von hoher Festigkeit neigen bekanntlich eher zu Schwindrissbildungen.

Eine Druckfestigkeit von 3.0 - 3.5 N/mm im Alter von 7 Tagen hätte den Anforderungen der Baupraxis genügt. Mit anderen Worten: die Zementdosierung hätte von 70 auf 65 oder 60 kg/m3 reduziert werden können. Mit einer Minderdosierung an Zement hätten wir aber zum Nachteil der vorliegenden Untersuchungen vielleicht weniger Schwindrisse erhalten, und die untersuchten Schwindrisse R10, R20 und R30 wären teilweise verloren gegangen. Dies gilt als nachträgliche Ueberlegung. Die Forschungsstelle hat ursprünglich die natürlichen Schwindrisse nicht voraus geplant. Dass diese Schwindrisse entstanden sind, kann im nachhinein als ein Glücksfall bezeichnet werden.

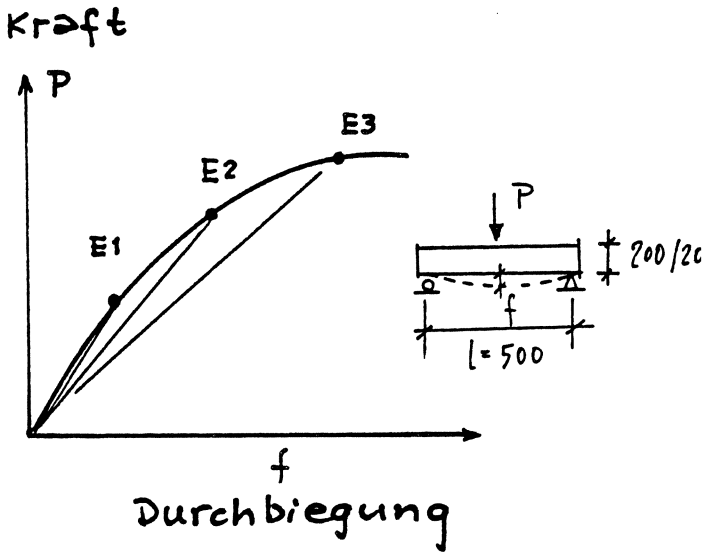
Tabelle 14 Laborversuche bei der EMPA mit den Benkelman-Proben aus 200 x 200 x 500 mm Zementstabilisierung.

Balken Nr.	Alter Tage	Festigkeiten			E-Moduli (Balkentheorie)		
		β_d (N/mm2)	β_{bz} (N/mm2)	β_{bz}/β_d (-)	E1 (N/mm2)	E2 (N/mm2)	E3 (N/mm2)
1		14.0	2.0	0.143	18000	15000	10000
2	50	12.0	1.7	0.142	7000	10000	17000
3		12.0	2.0	0.167	(2000)	(3000)	(4000)
4		10.9	1.6	0.147	(30000)	18000	10000
5	91	13.5	1.8	0.133	12000	14000	11000
6		14.0	2.0	0.143	18000	17000	12000
7		12.8	1.8	0.141	-	19000	18000
8	180	13.1	1.8	0.137	13000	15000	15000
9		12.4	1.9	0.153	11000	17000	11000
10		12.5	1.9	0.154	(1900)	(3600)	(6000)
11	544	13.4	2.1	0.157	11000	12000	12000
12		13.2	2.1	0.159	-	-	19000

$$f = \frac{P \cdot l^3}{48\ EJ}$$

$$J = \frac{1}{12}\ bd^3$$

$$E = \frac{P \cdot l^3}{4f \cdot b\ d^3} = \frac{1}{4}\ \frac{P}{fb}\ \left(\frac{l}{d}\right)^3$$



6.4 Messung auf dem bituminösen Belag

Seit dem 30.5.1980 wurden jährlich Messungen mit dem Benkelman-Balken auf dem bituminösen Belag ausgeführt. Die letzte Messung fand am 1.10.1985 statt. Bei jeder Messerie wurden pro Feld 12 bis 18 und pro Riss 8 Mulden gemessen. Daraus wurden eine stellvertretende Mulde für ein Feld und eine solche für einen Riss statistisch ausgewertet. Aus einer stellvertretenden Mulde wurden die Bettungsziffer K_t und die Plattensteifigkeit der Oberbauplatte $E \times h^3$ berechnet, worin bedeuten.

- E = zusammengesetzter E-Modul der Oberbauplatte aus Zementstabilisierung (h_1) und bituminösen Belag (h_2)

- h = Gesamtdicke der Oberbauplatte $h = h_1 + h_2$

Die stellvertretenden Mulden der Felder 1 bis 4 sind in den Abbildungen 7 - 10, diejenigen der Risse R0, R10, R20 und R30 sind in den Abbildungen 11 bis 14 serienmässig aufgezeichnet. Ebenfalls sind die Auswertungsergebnisse (K_t, $E \times h^3$-Werte) dort angegeben.

Bei der Beurteilung der Messergebnisse sind die folgenden Aspekte stets zu berücksichtigen:

- Die Messgenauigkeit der Benkelman-Balken beträgt ca. ± 4/100 mm

- Der Korrekturbetrag für d_1 beträgt + 9/100 bis + 3/100 mm, weil die Vorderbeine des Benkelman-Balkens immer in der Einflusszone standen.

- Die Witterungseinflüsse bei den Messerien sind nicht konstant

- Die Streuung der Messung ist naturgemäss gross. Der Variationskoeffizient für d_1 beträgt im Maximum 0.55 und im Minimum 0.14.

- Die Deflektionen wurden ab 1982 mit einer Achslast von 200 kN gemessen und danach auf 100 kN linear umgerechnet.

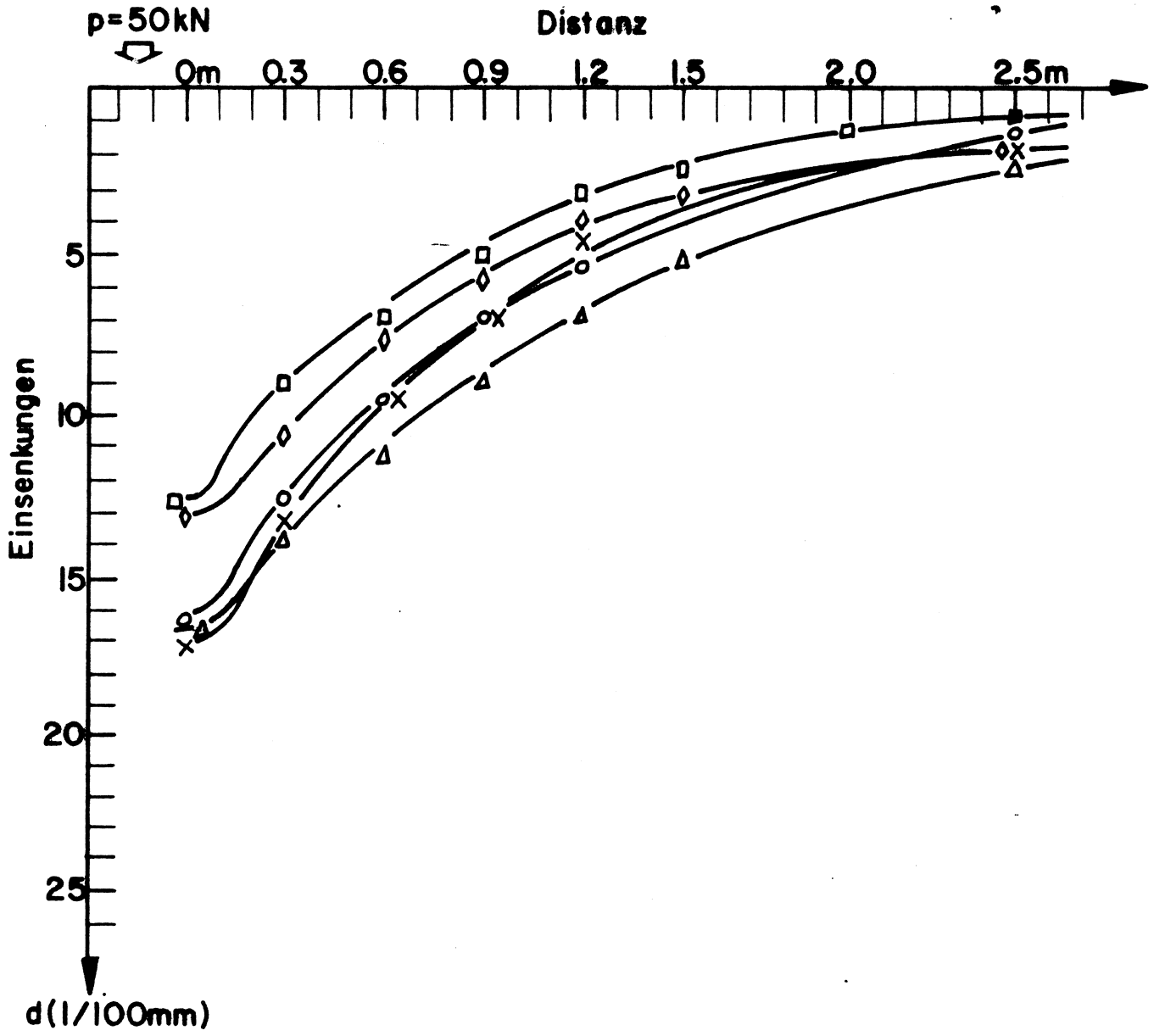
Grafische Darstellung der auf dem bituminösen Belag gemessenen Mulden.

Abbildungen 7 bis 10:	Stellvertretende Mulden der Felder
Abbildungen 11 bis 14:	Stellvertretende Mulden der Risse
Abbildungen 15 bis 16:	Zeitliche Entwicklung der E-, K_t- und d_1-Werte
Abbildungen 17 bis 39:	Einzelmulden um die Risse

Abbildung 7
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 1

Messung mit dem Benkelman - Balken



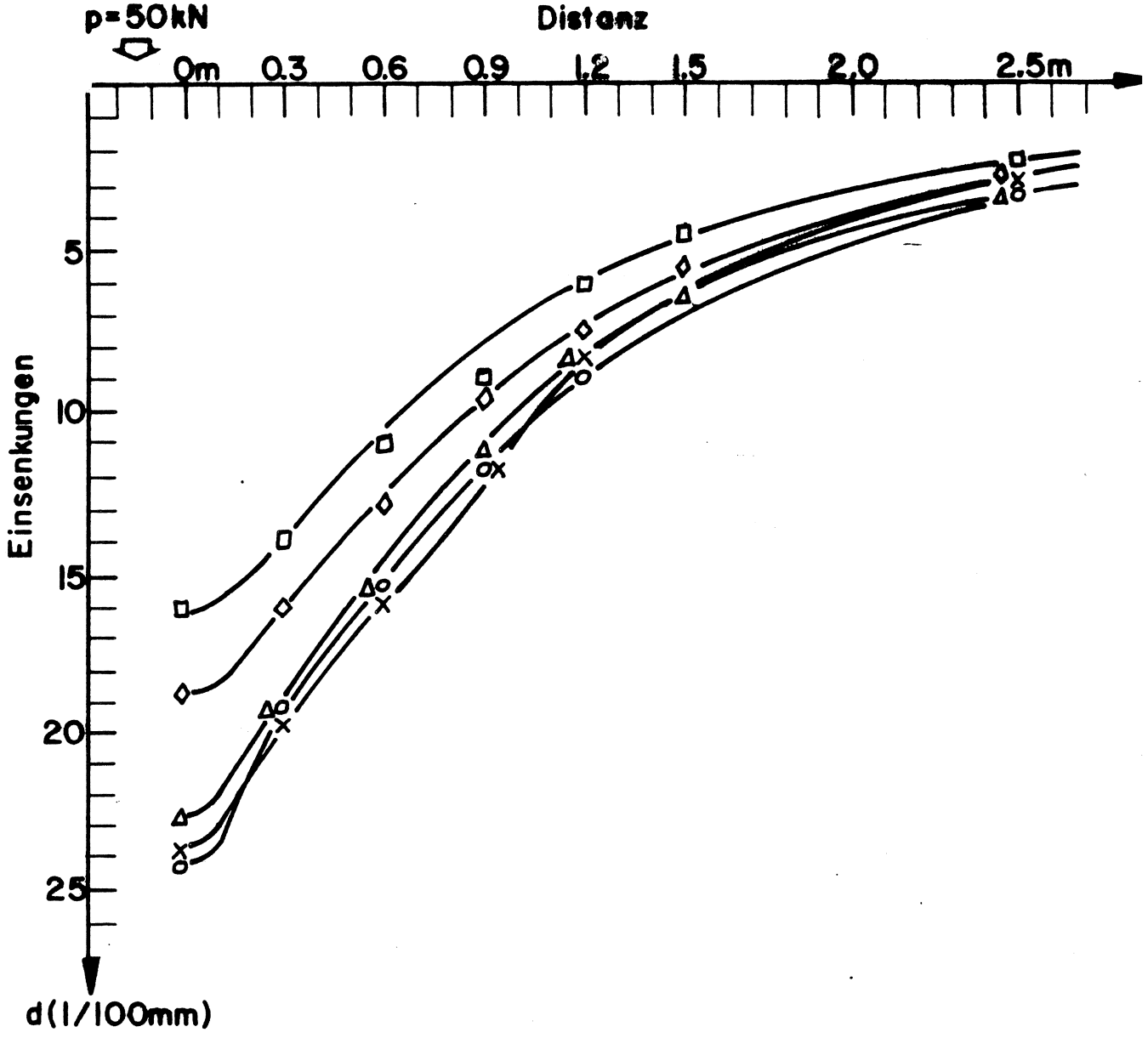
Dicke $h = h_1 + h_2 = 390$ mm

	Messerie	Datum	K_1 (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
o	3.	30.5.80	0.16	100	1700
x	4.	4.4.81	0.16	80	1400
Δ	5.	7.5.82	0.11	130	2200
◇	6.	29.4.83	0.19	130	2200
□	7.	1.10.85	0.22	120	2000

Abbildung 8
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 2

Messung mit dem Benkelman - Balken



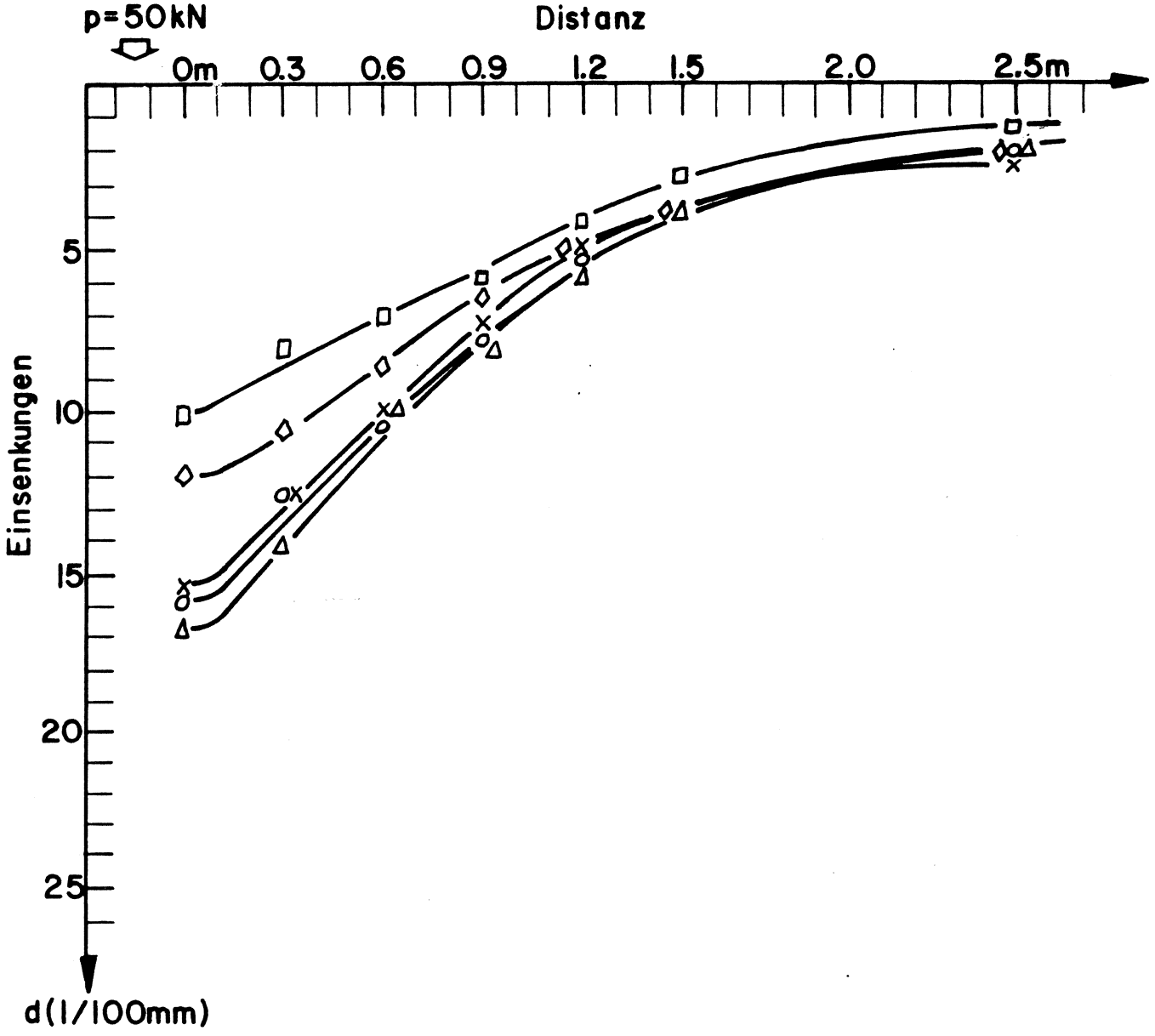
Dicke $h = h_1 + h_2 = 346$ mm

	Messerie	Datum	K_1 (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
o	3.	30.5.80	0.09	80	2000
x	4.	4.4.81	0.09	90	2200
Δ	5.	7.5.82	0.09	100	2400
◇	6.	29.4.83	0.10	150	3600
□	7.	1.10.85	0.11	170	4100

Abbildung 9
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3

Messung mit dem Benkelman - Balken



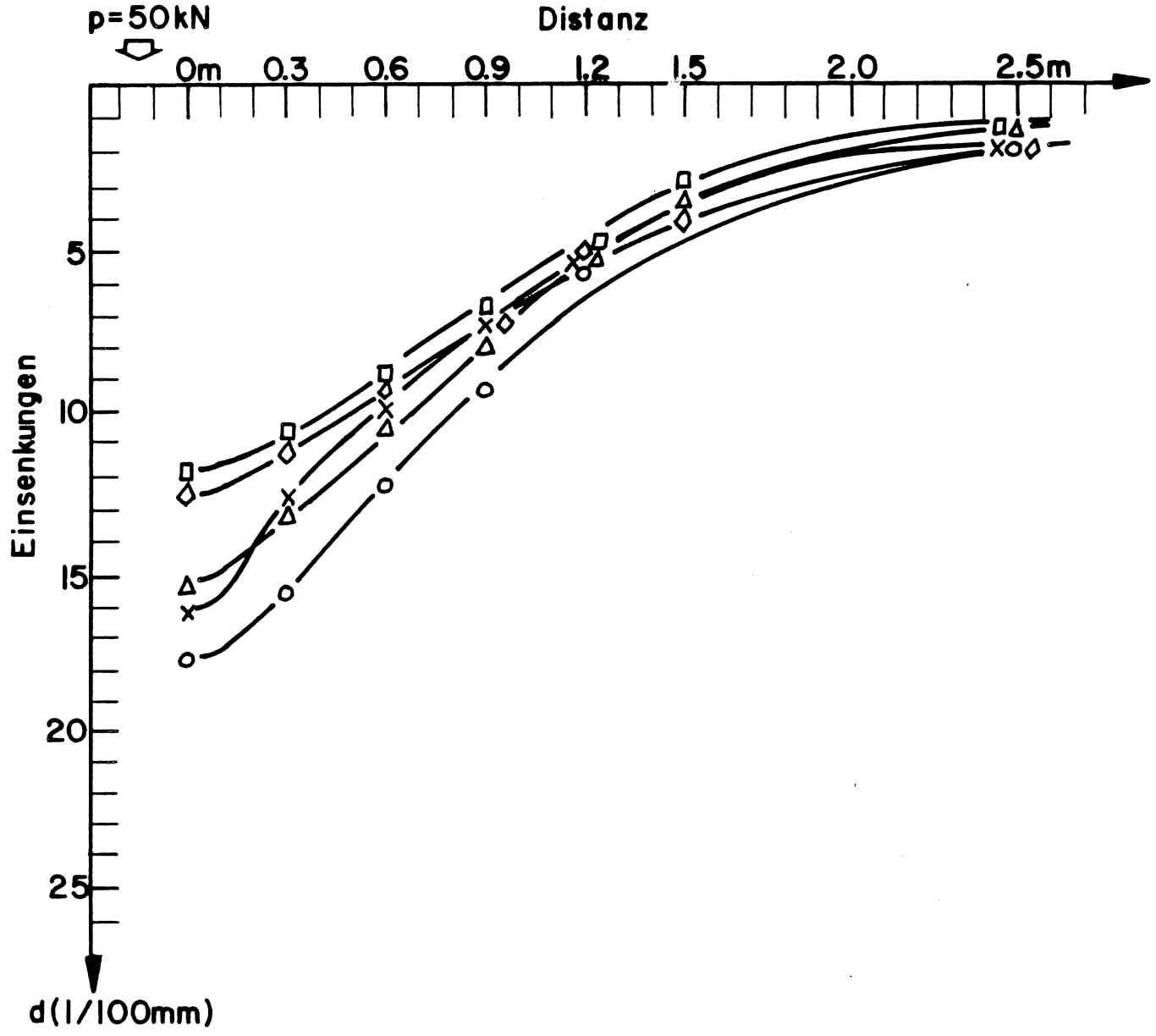
Dicke $h = h_1 + h_2 = 378$ mm

	Messerie	Datum	K_t (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
o	3.	30.5.80	0.14	130	2400
x	4.	4.4.81	0.14	130	2400
Δ	5.	7.5.82	0.13	130	2400
◇	6.	29.4.83	0.14	250	4600
□	7.	1.10.85	0.18	240	4400

Abbildung 10
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4

Messung mit dem Benkelman - Balken



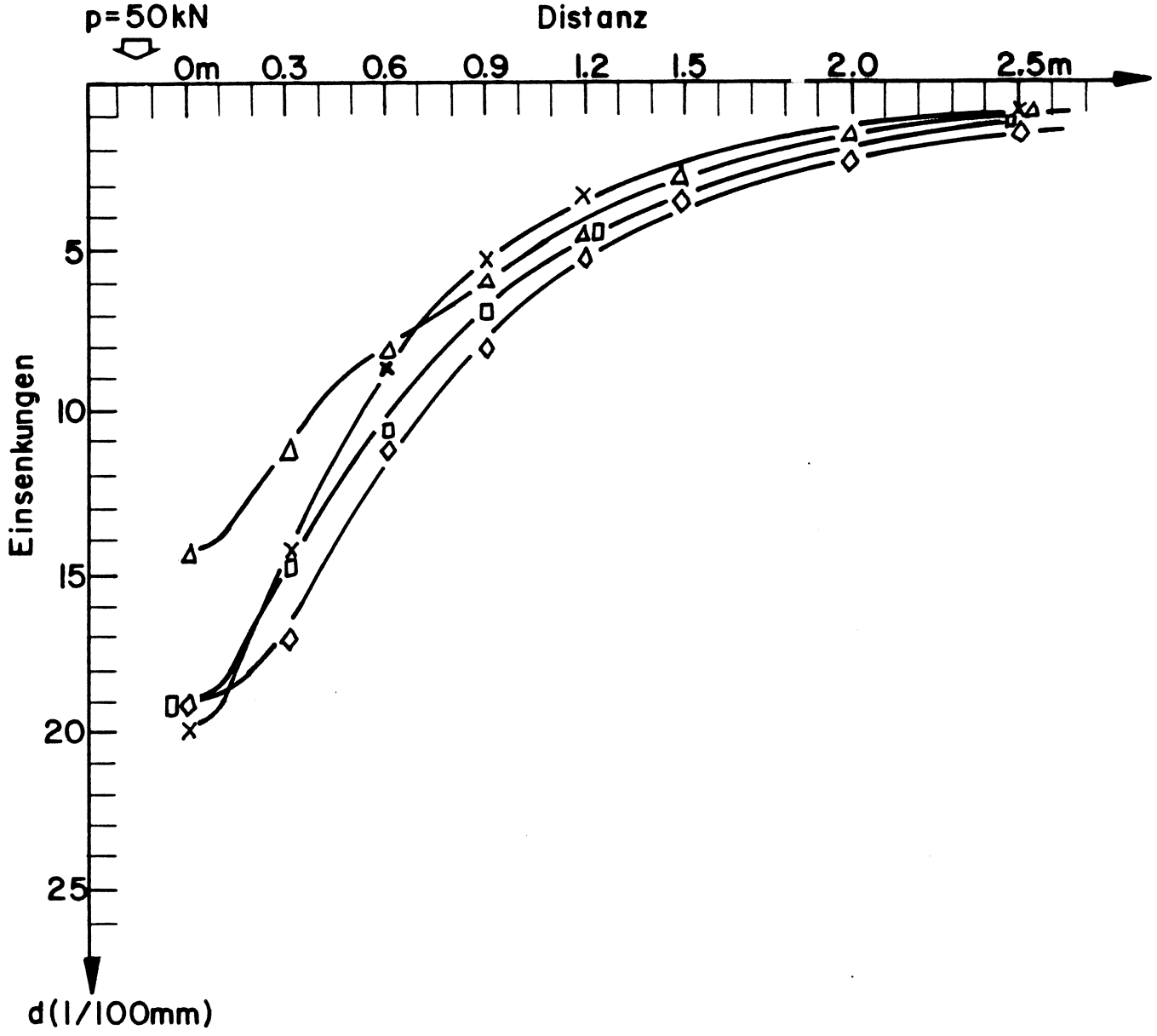
Dicke $h = h_1 + h_2 = 319$ mm

	Messerie	Datum	K_1 (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
o	3.	30.5.80	0.10	150	4600
x	4.	4.4.81	0.14	120	3700
△	5.	7.5.82	0.12	170	5200
◇	6.	29.4.83	0.12	270	8300
□	7.	1.10.85	0.13	320	9800

Abbildung 11
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 RO

Messung mit dem Benkelman - Balken



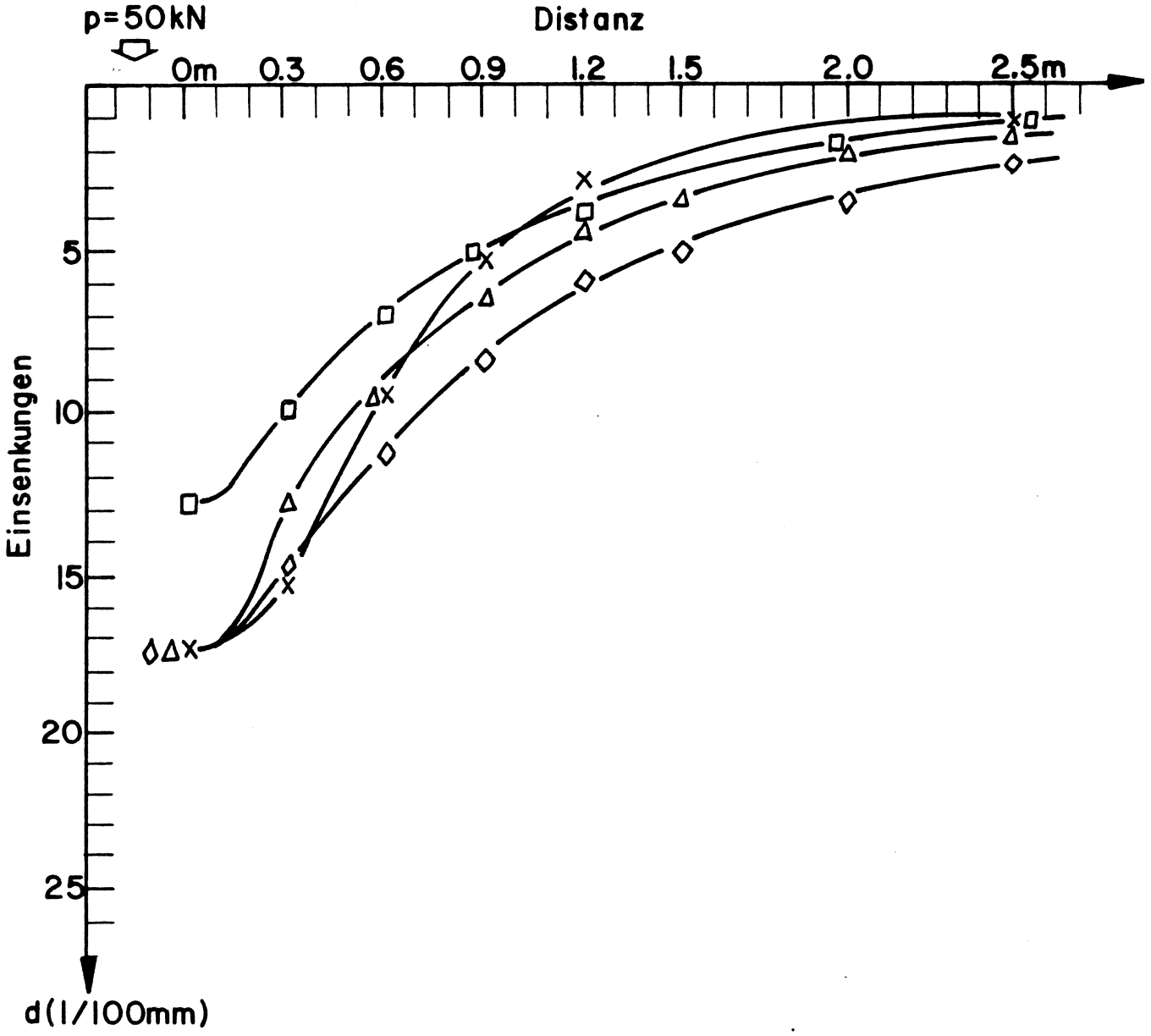
Dicke $h = h_1 + h_2 = 372$ mm

	Messerie	Datum	K_1 (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
×	4.	4.4.81	0.20	40	800
△	5.	7.5.82	0.18	110	2100
◇	6.	29.4.83	0.12	100	2000
□	7.	1.10.85	0.14	80	1600

Abbildung 12
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 R10

Messung mit dem Benkelman - Balken



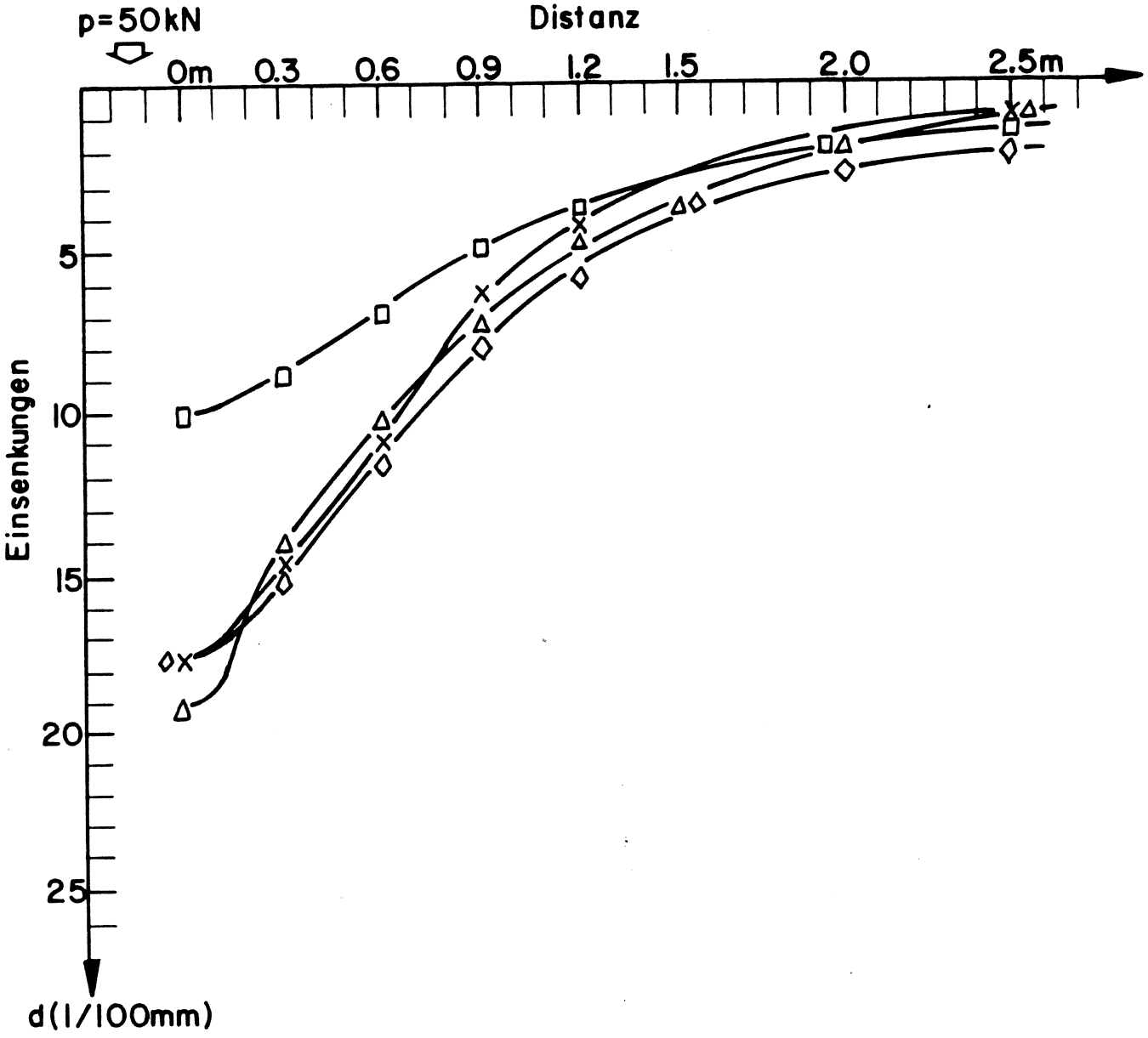
Dicke $h = h_1 + h_2 = 391$ mm

	Messerie	Datum	K_t (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
×	4.	4.4.81	0.17	70	1200
△	5.	7.5.82	0.16	80	1400
◇	6.	29.4.83	0.11	130	2200
□	7.	1.10.85	0.21	120	2000

Abbildung 13
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 R20

Messung mit dem Benkelman - Balken



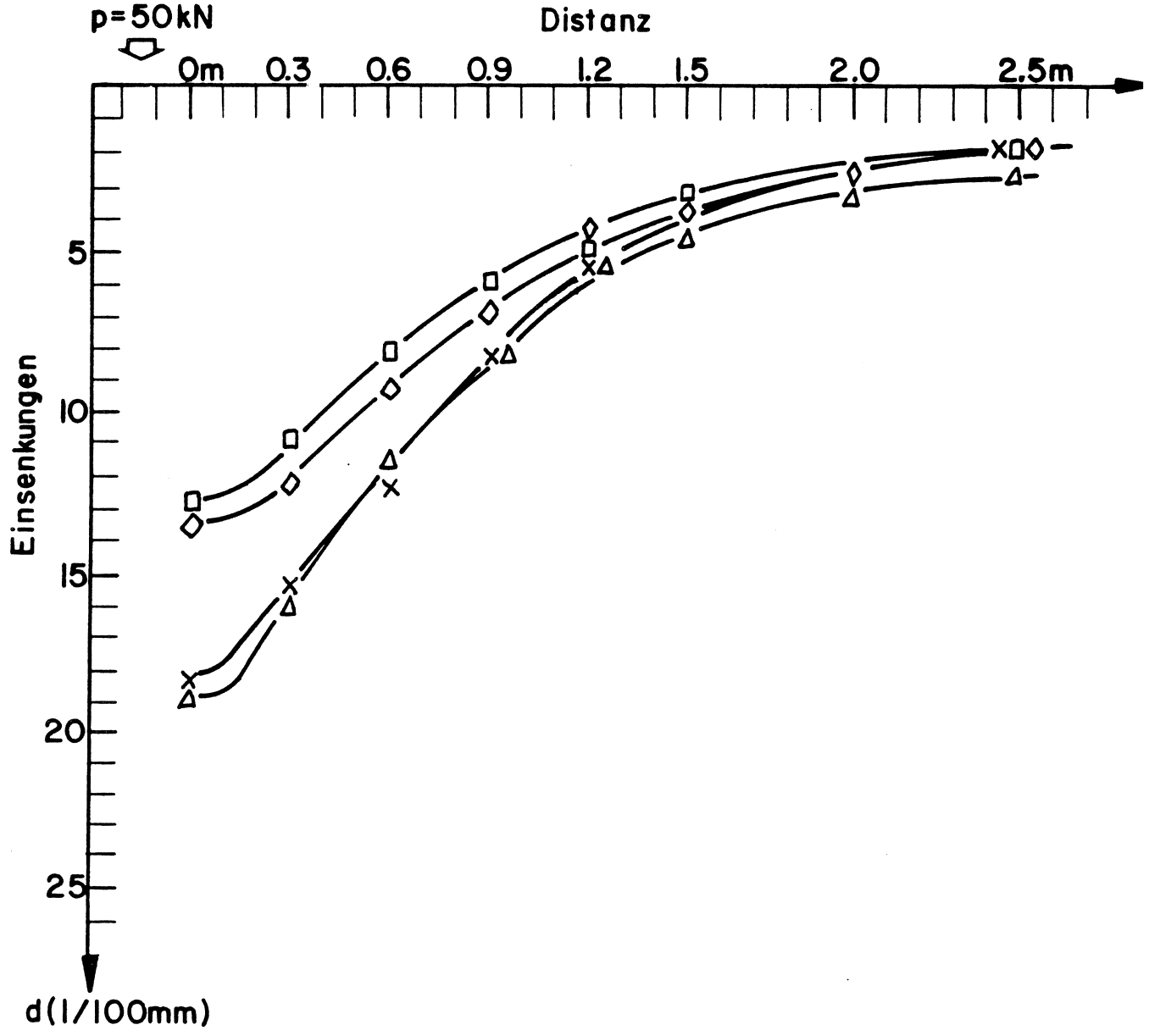
Dicke $h = h_1 + h_2 = 331$ mm

	Messerie	Datum	K_t (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
×	4.	4.4.81	0.15	80	2200
△	5.	7.5.82	0.15	70	2000
◇	6.	29.4.83	0.12	130	3600
□	7.	1.10.85	0.18	300	8300

Abbildung 14
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 R30

Messung mit dem Benkelman - Balken

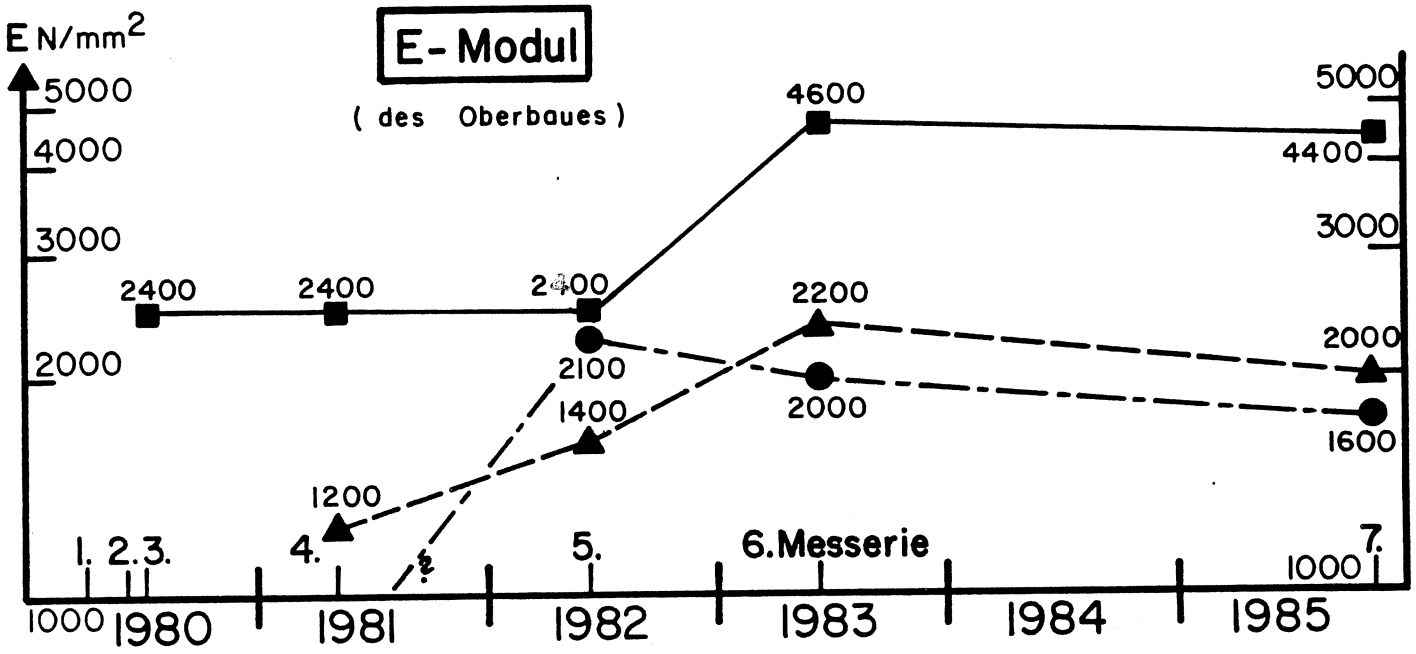


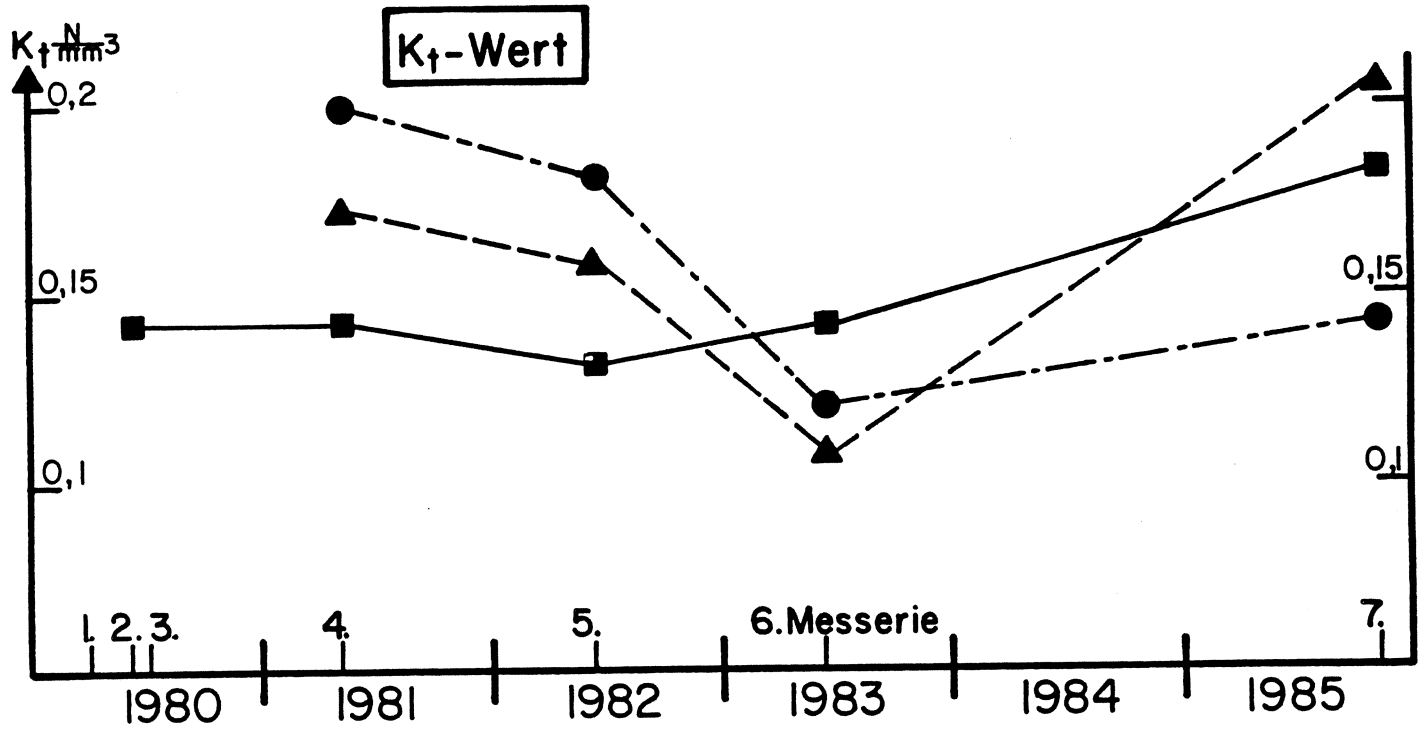
Dicke $h = h_1 + h_2 = 332$ mm

	Messerie	Datum	K_1 (N/mm^3)	$E \cdot h^3$ ($10^9 N \cdot mm$)	E (N/mm^2)
x	4.	4.4.81	0.11	120	3300
△	5.	7.5.82	0.12	100	2700
◇	6.	29.4.83	0.13	200	5500
□	7.	1.10.85	0.16	180	4900

Abbildung 15
Zeitliche Entwicklung

■ Feld 3
● Riss R 0
▲ Riss R 10





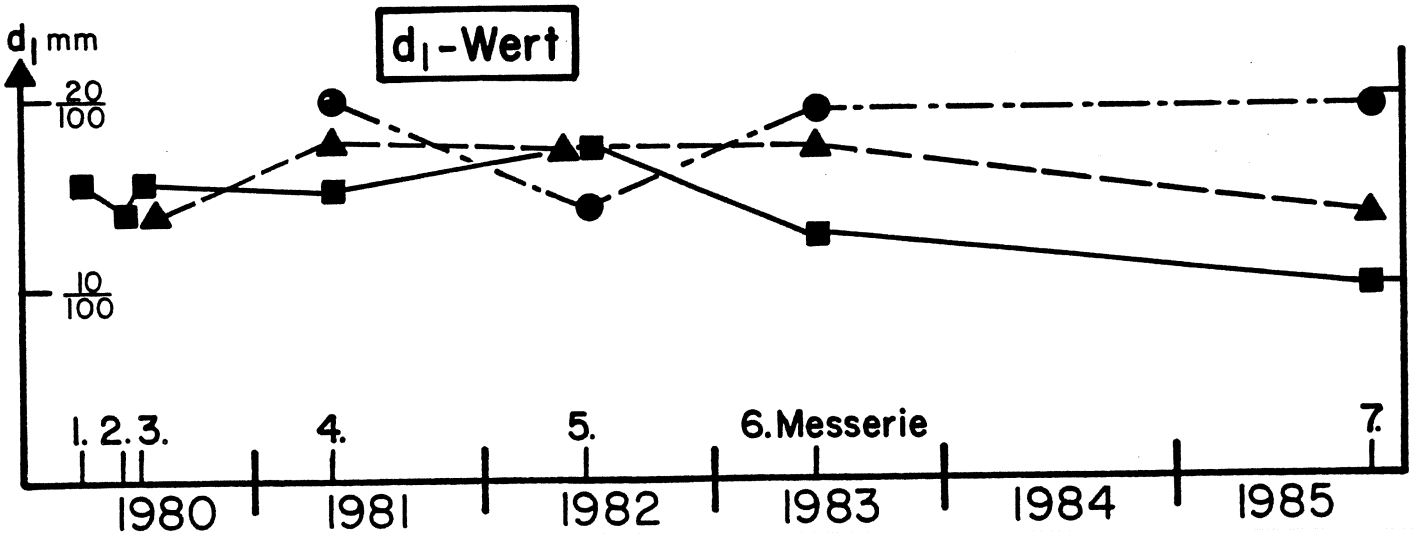


Abbildung 16

Zeitliche Entwicklung

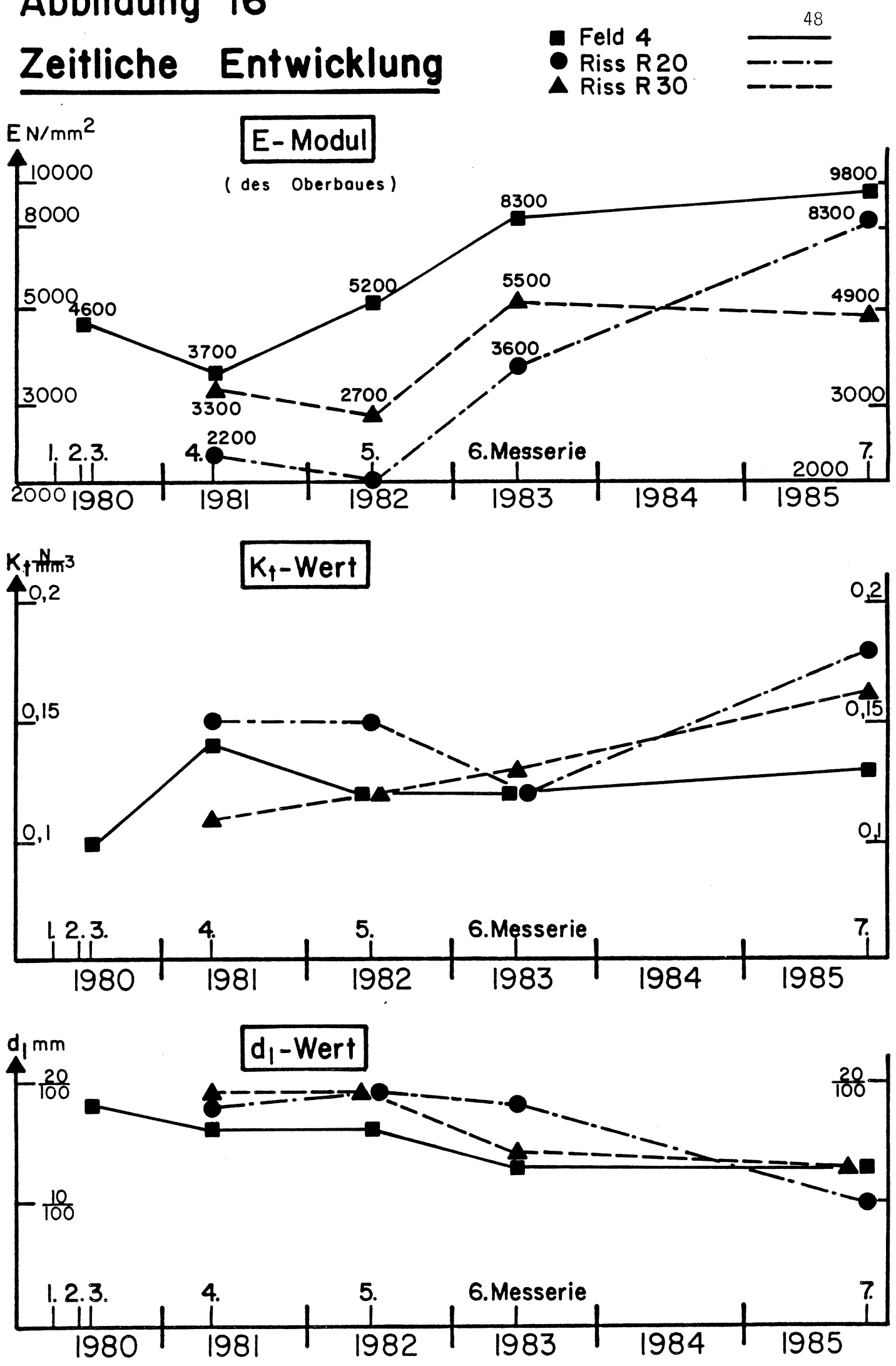
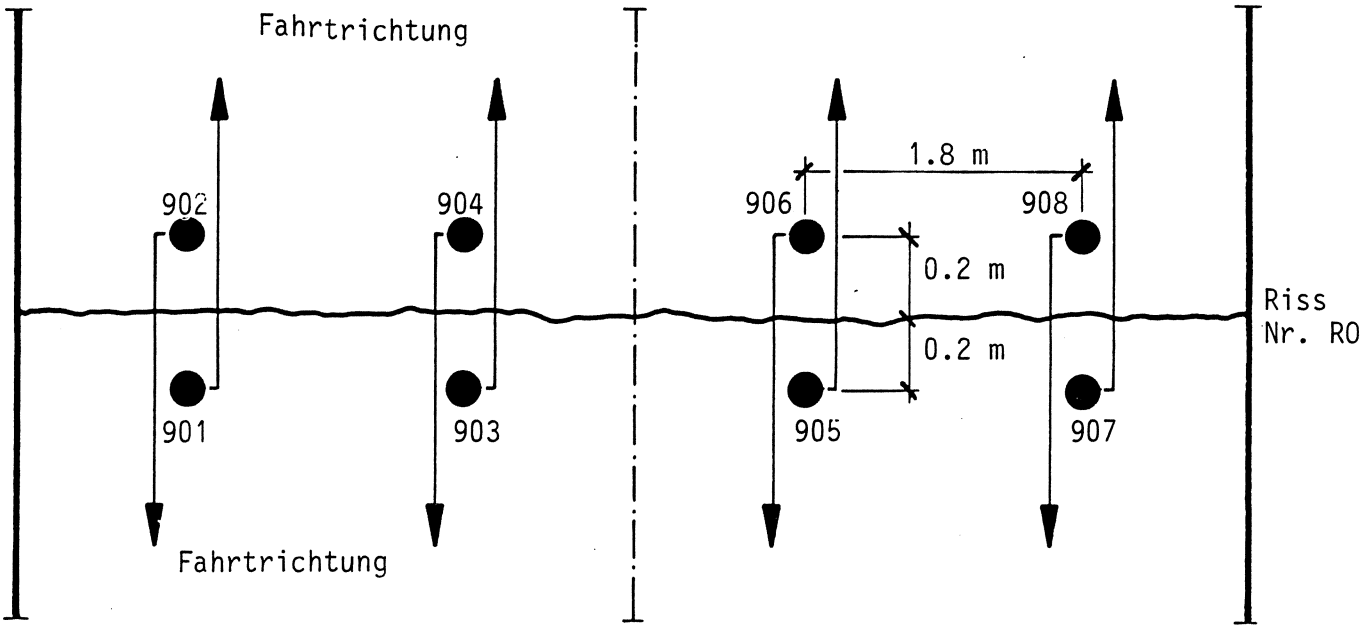


Abbildung 17
Muldenmessung um die Risse

Situation :



Längsschnitt :

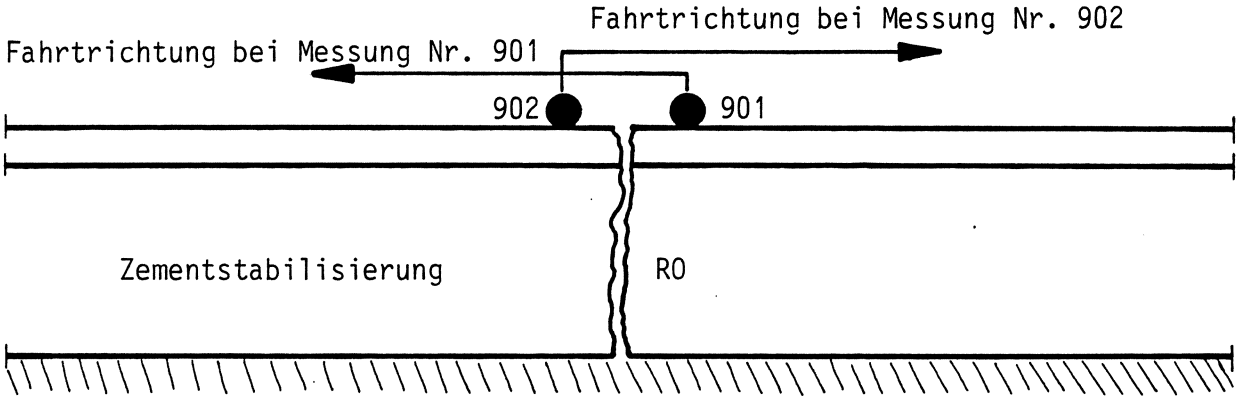


Abbildung 18
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 , R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

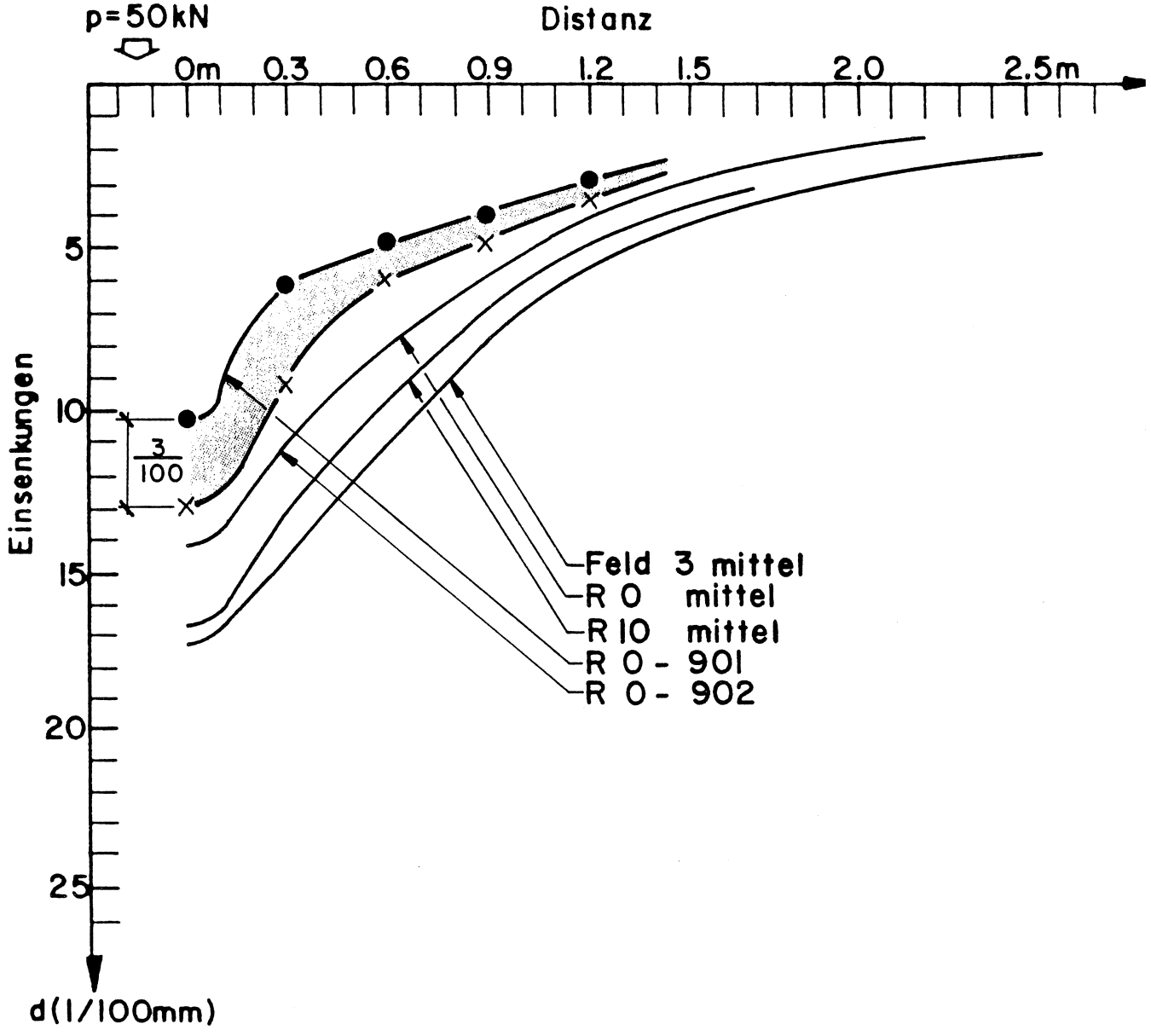


Abbildung 19
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 , R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

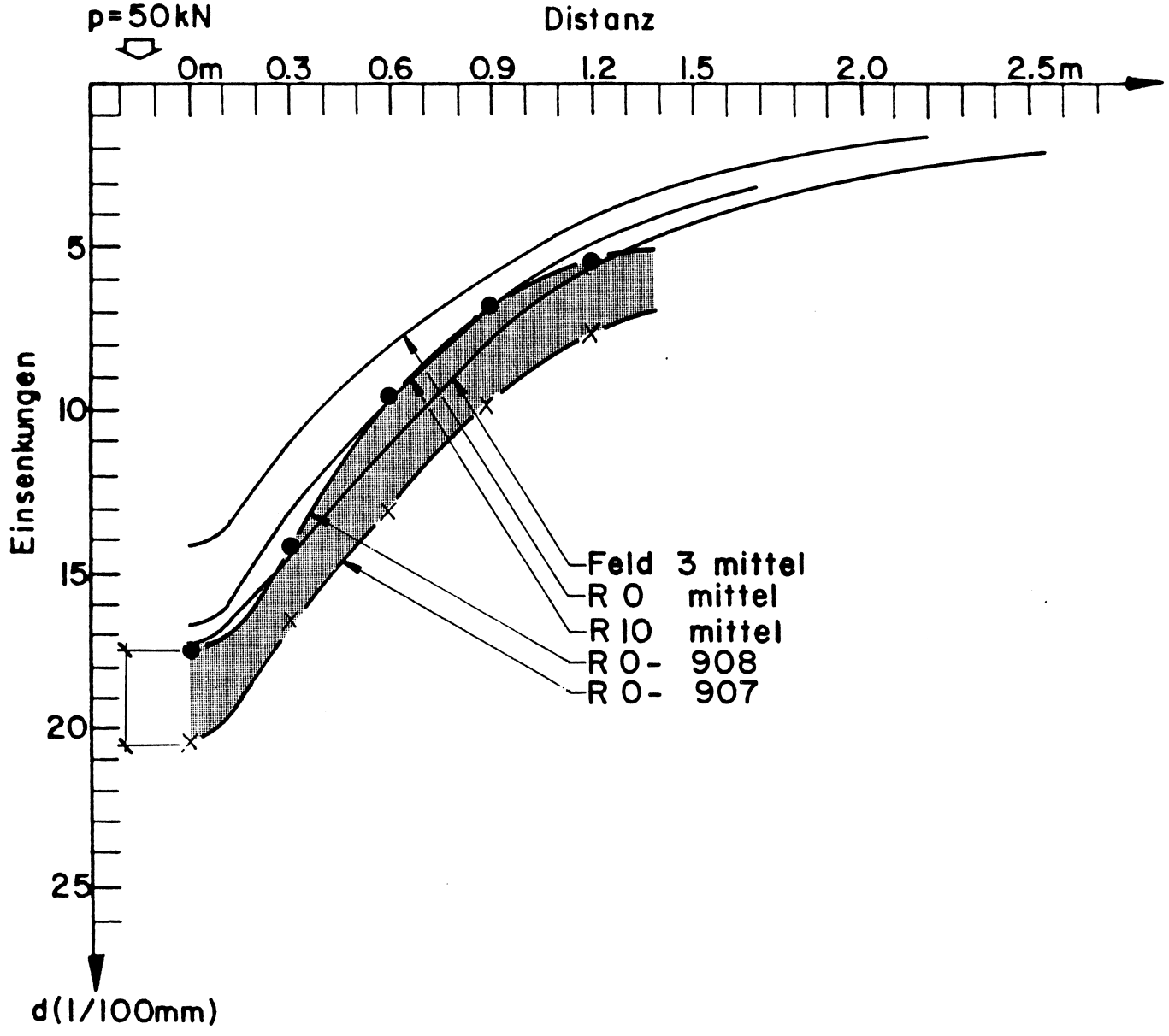


Abbildung 20
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 , R 10

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

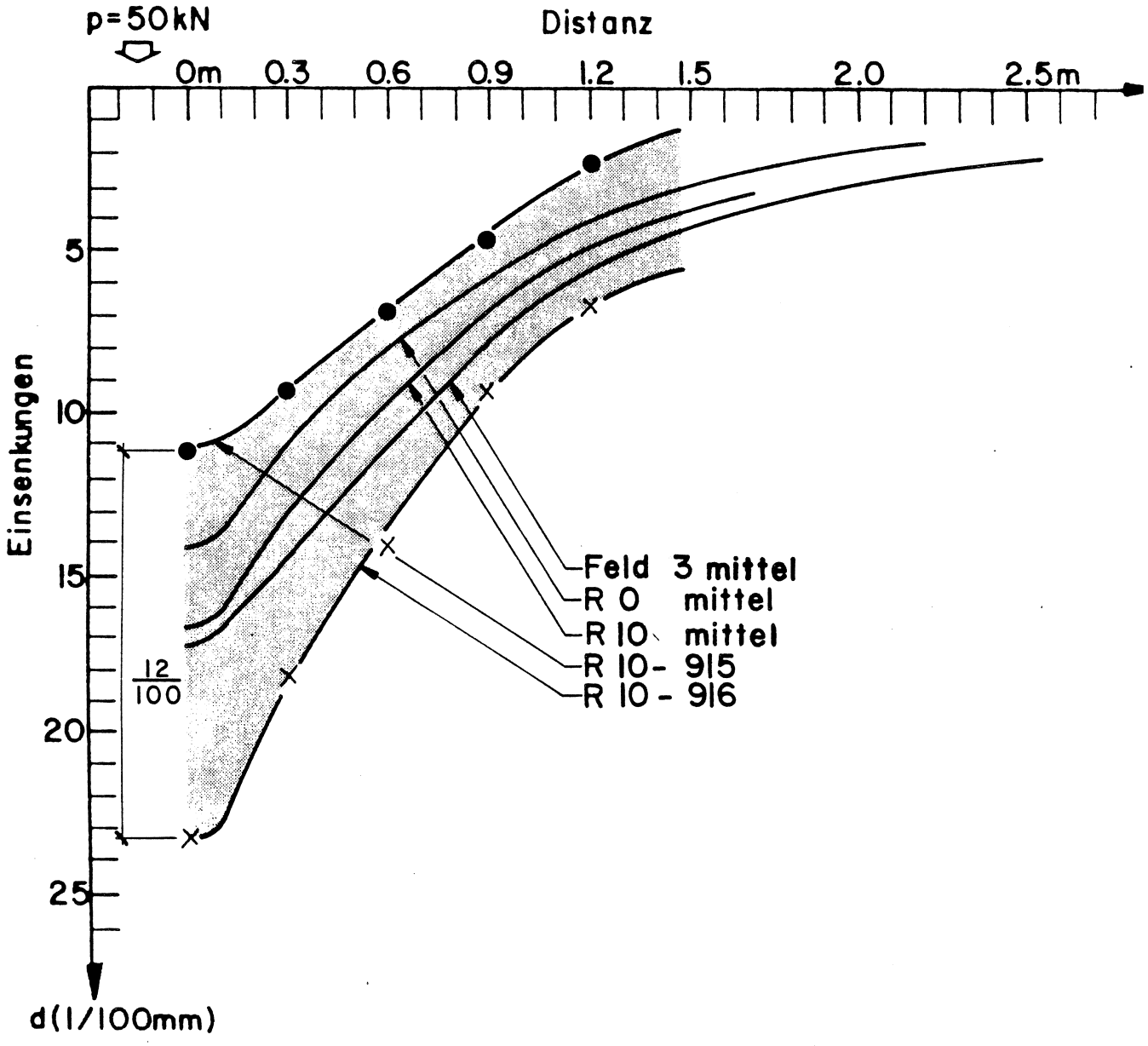


Abbildung 21
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3 , R 10

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

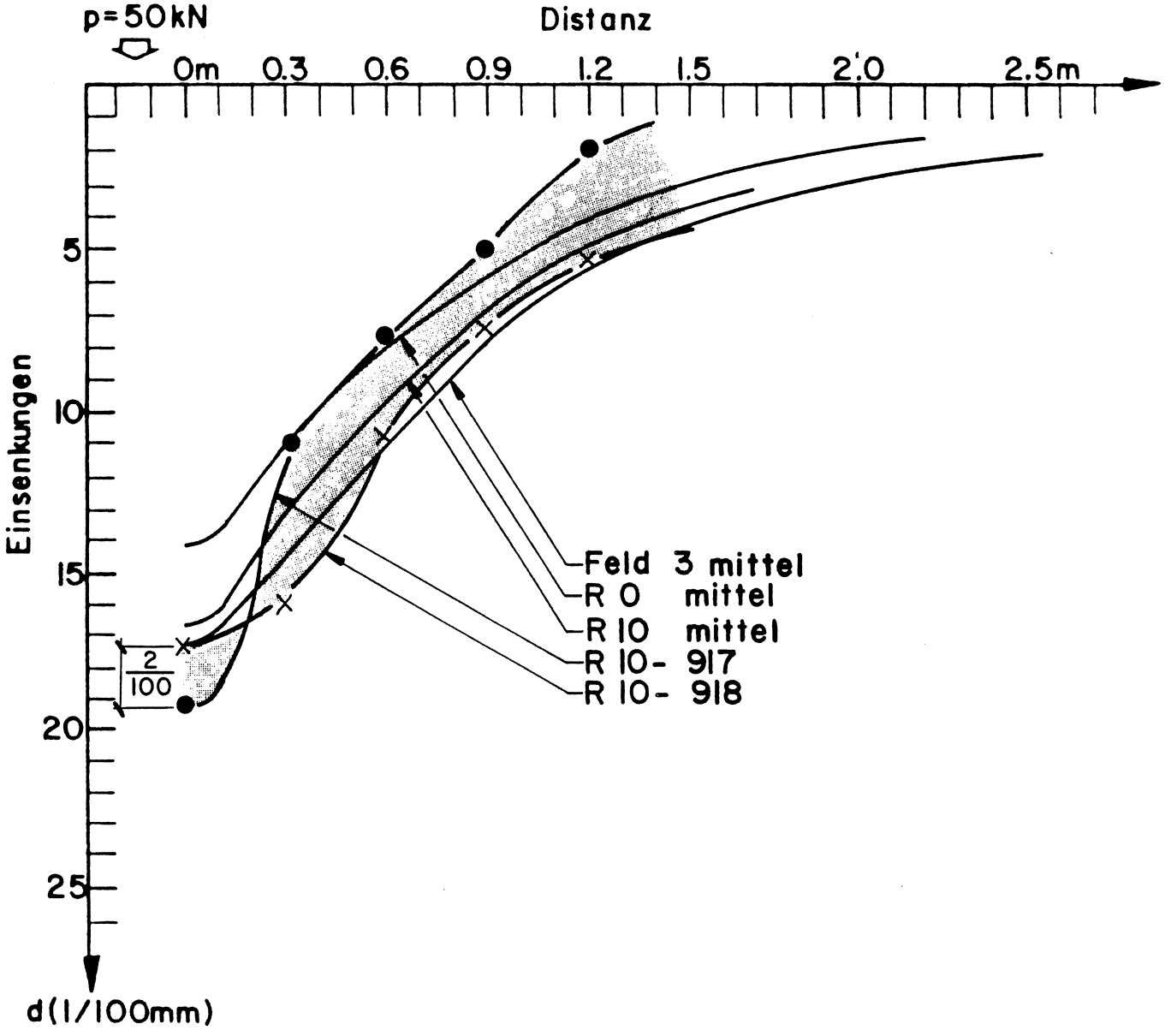


Abbildung 22
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 20

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

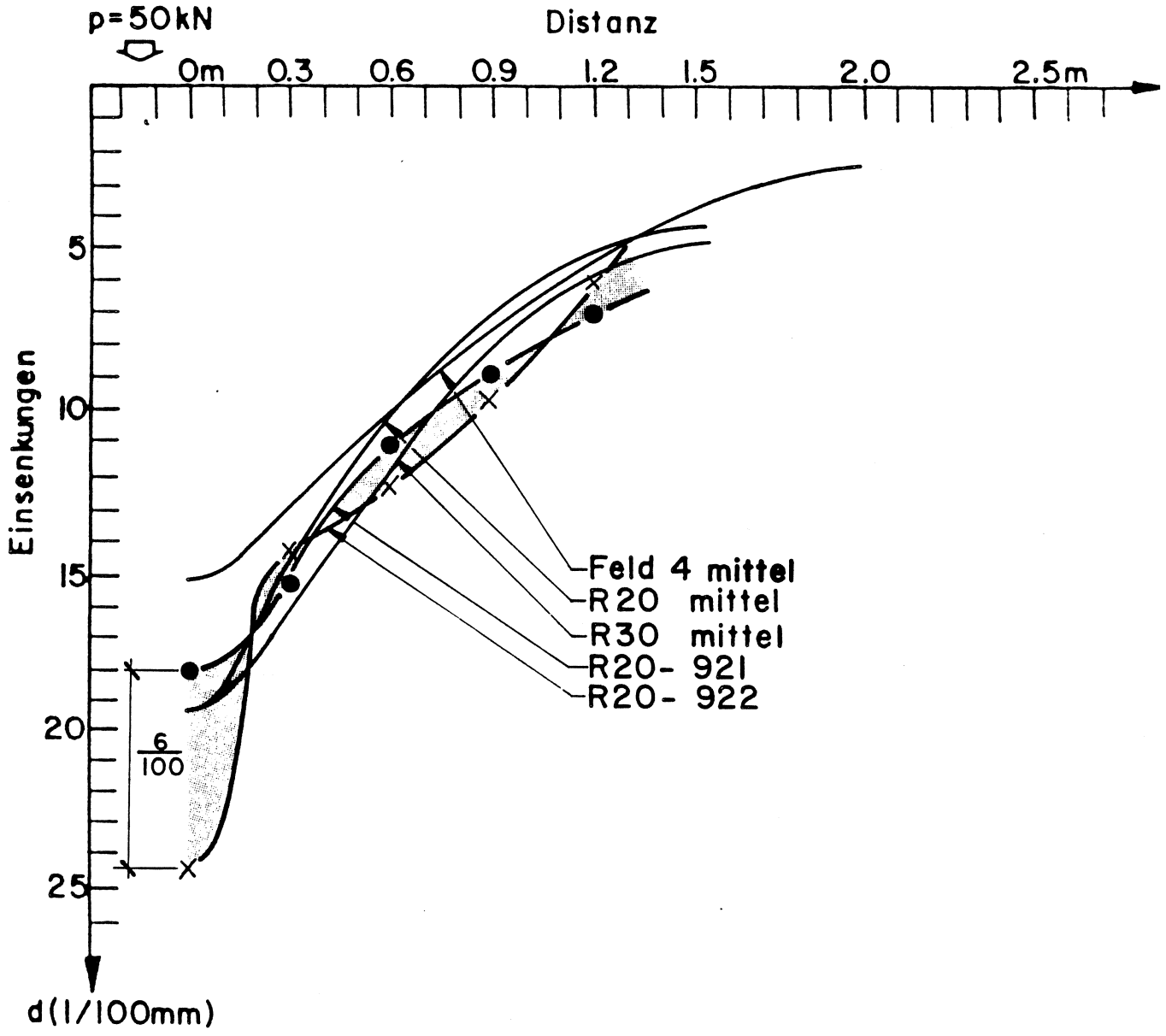


Abbildung 23
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 20

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

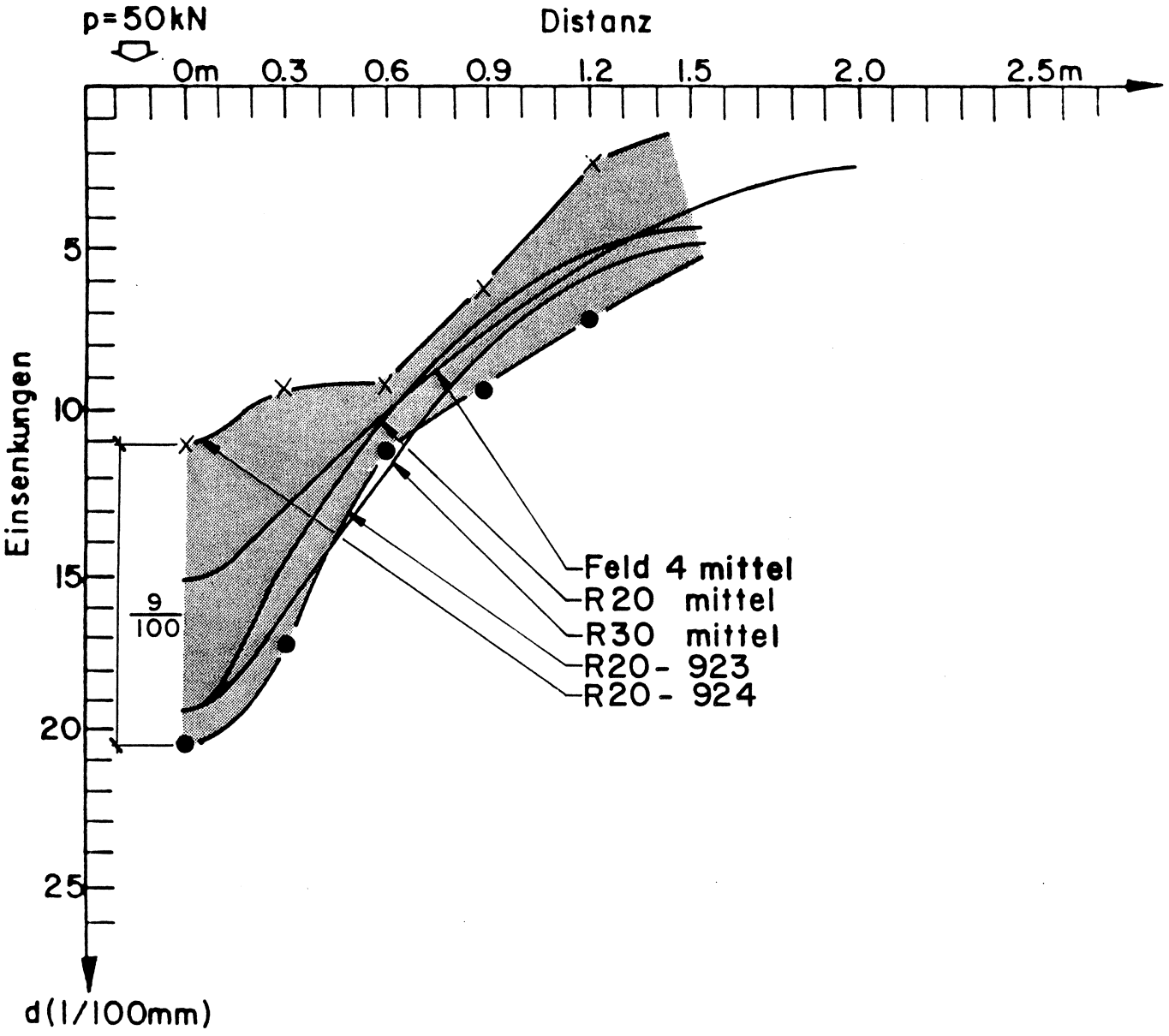


Abbildung 24
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 20

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

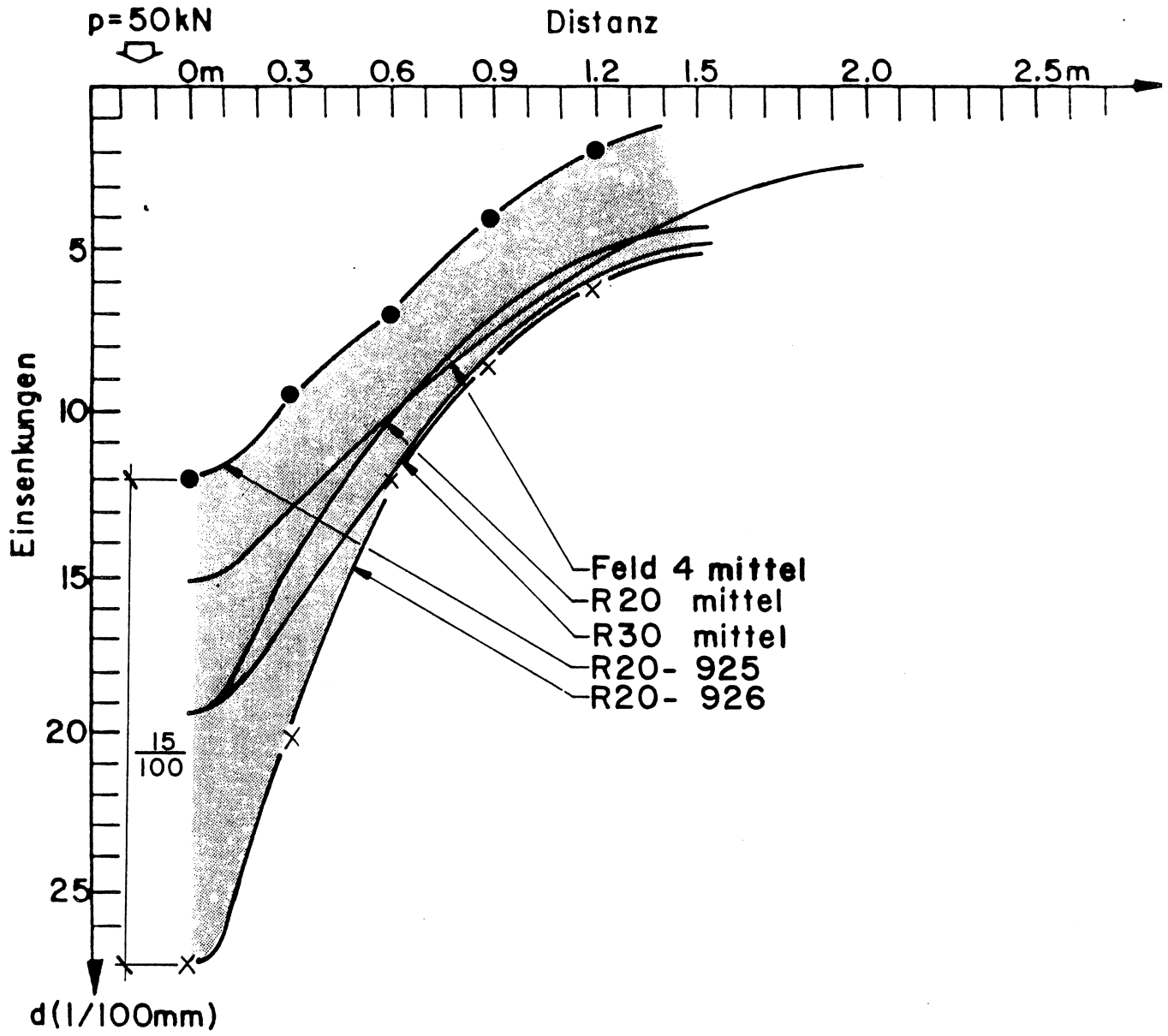


Abbildung 25
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 20

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

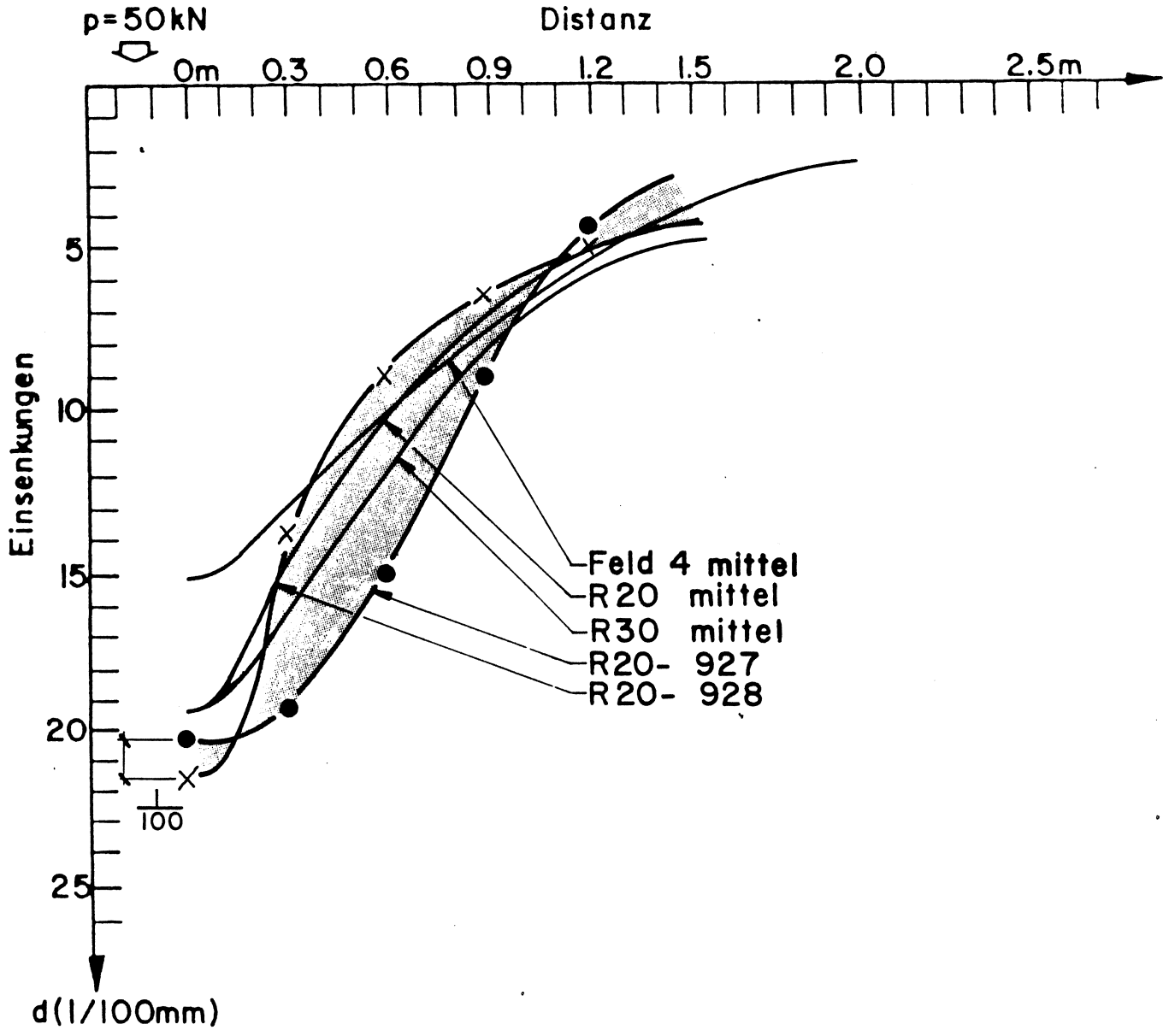


Abbildung 26
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

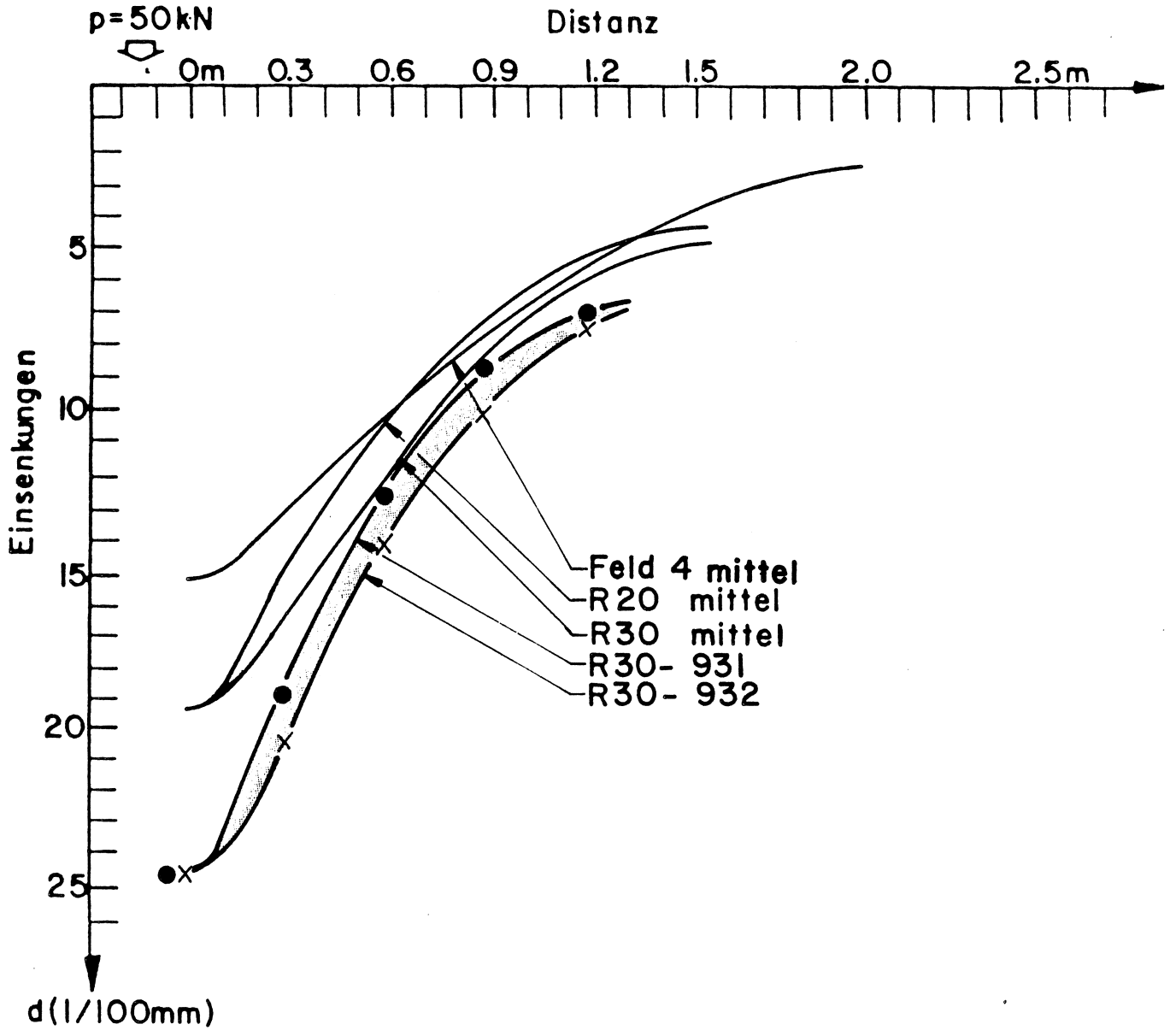


Abbildung 27
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

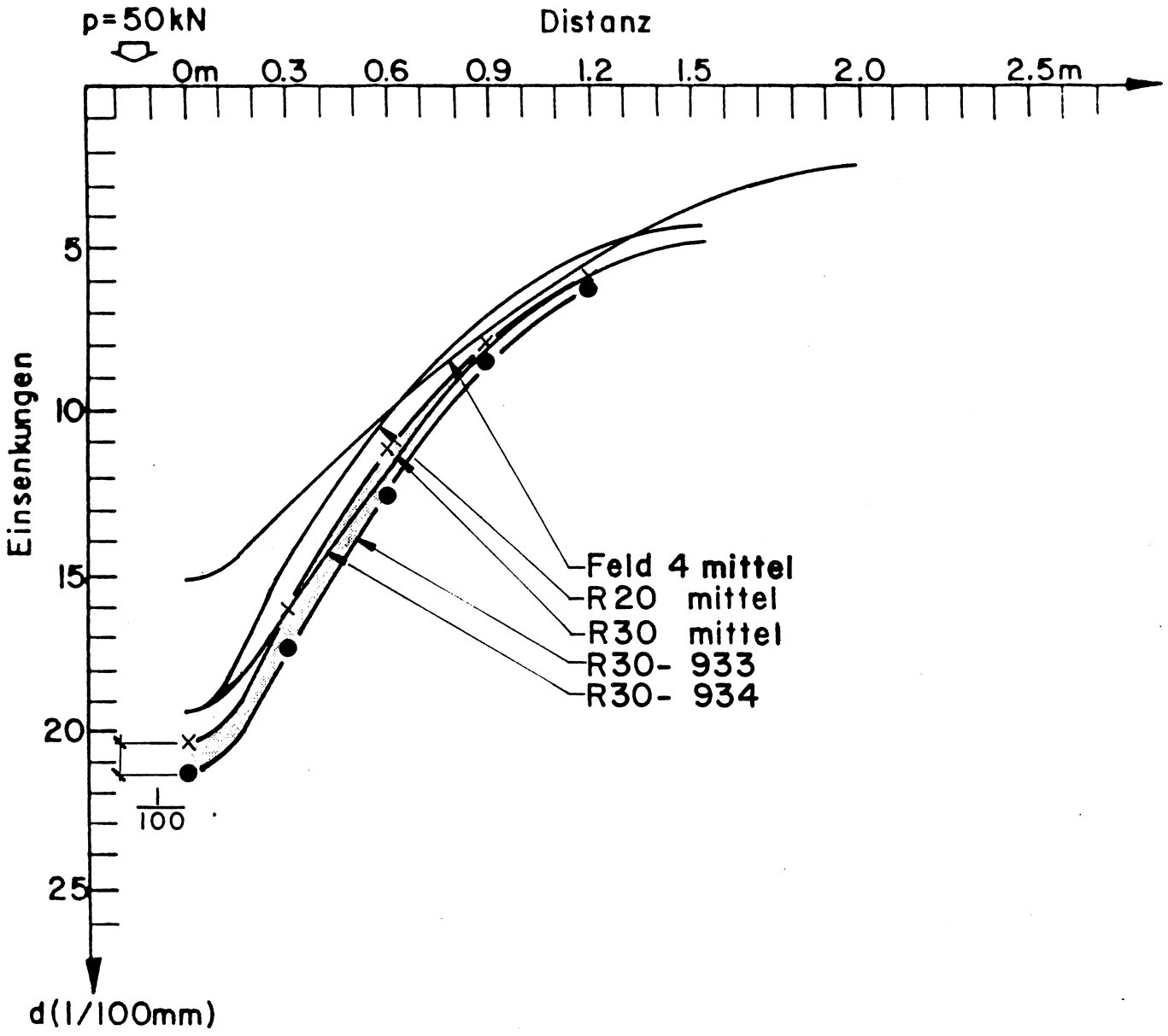


Abbildung 28
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

5. Messung vom 7. 5. 82

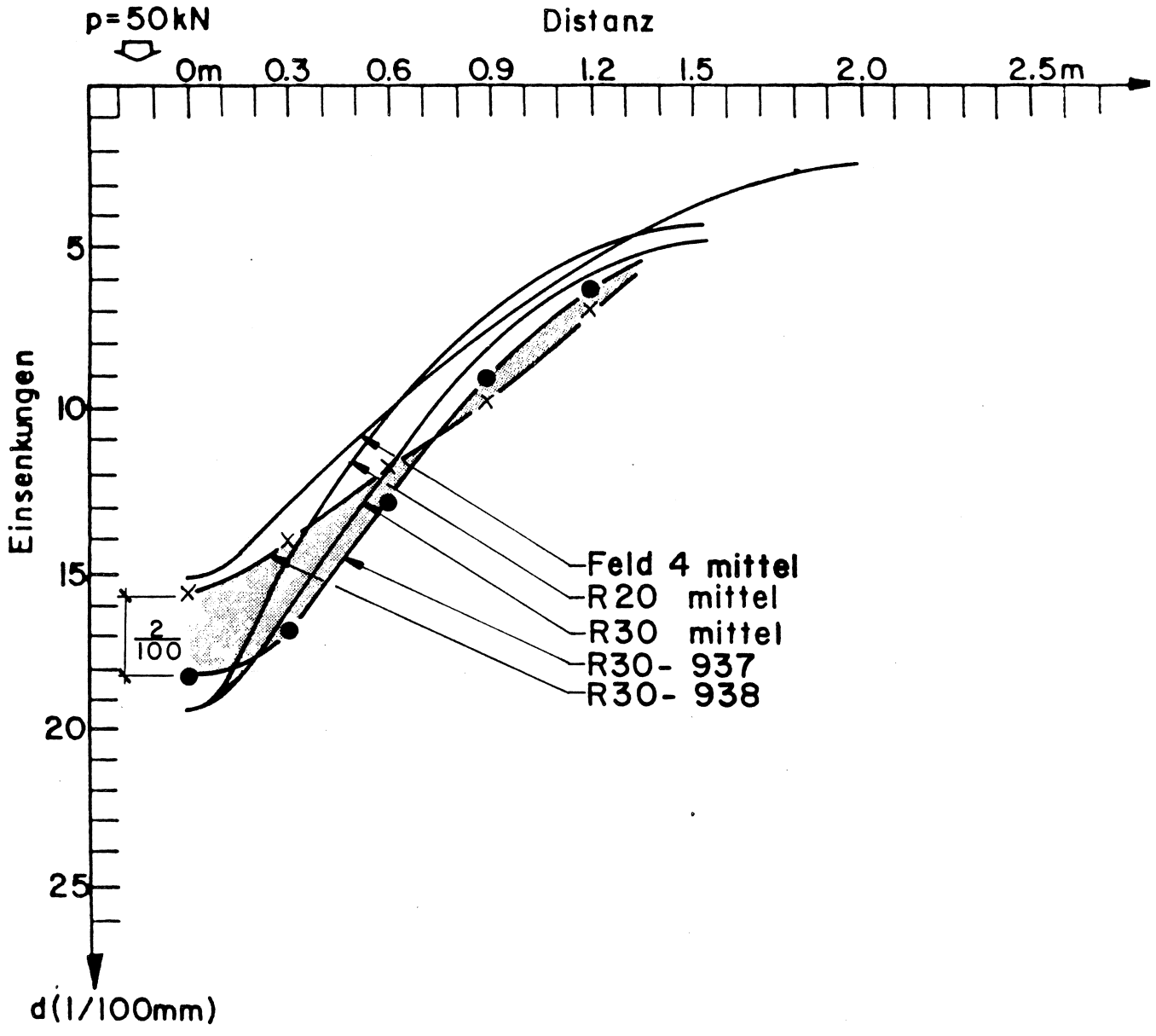


Abbildung 29
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3, R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

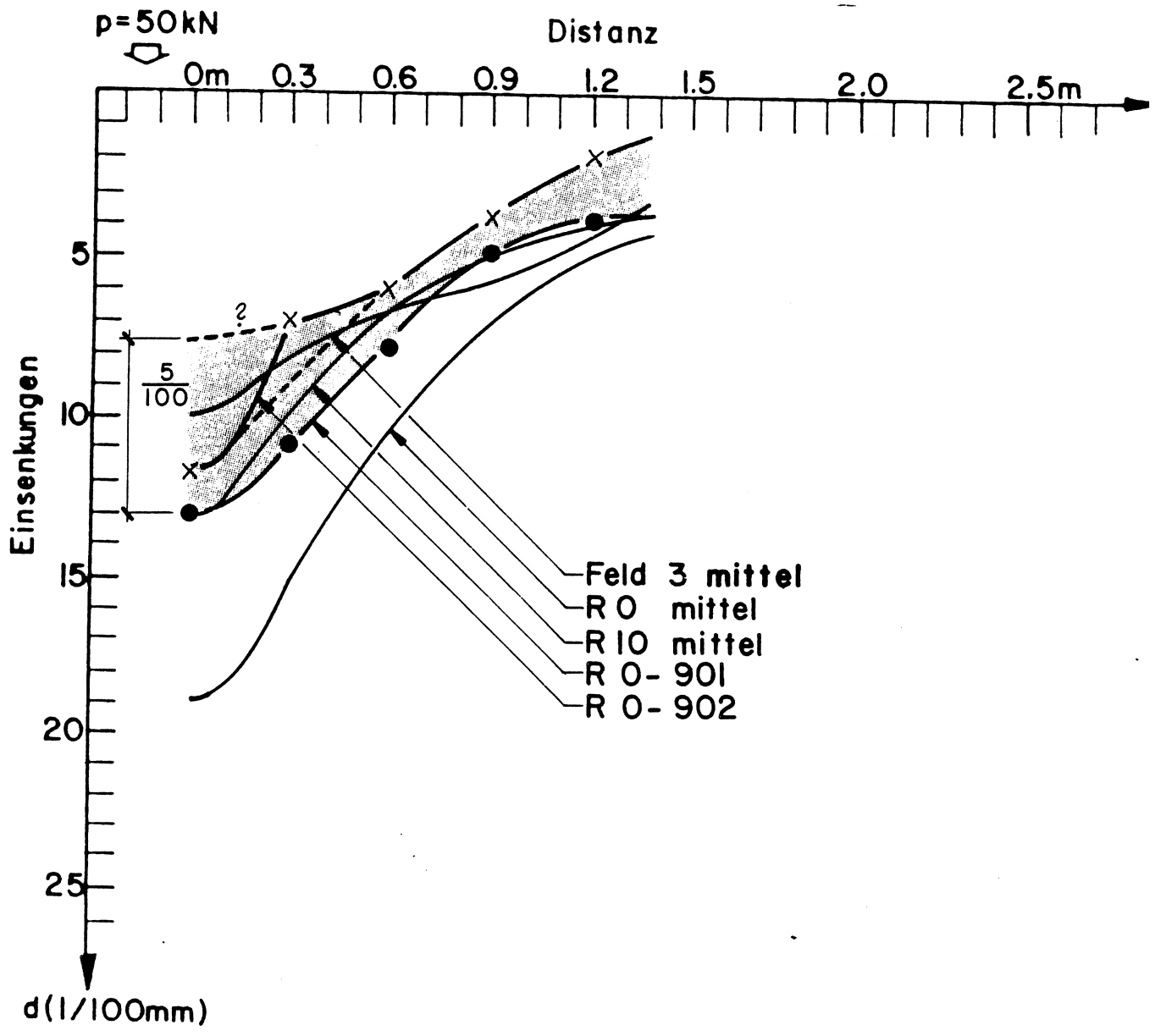


Abbildung 30
Muldenmessung auf bituminösem Bela

Feld 3, R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

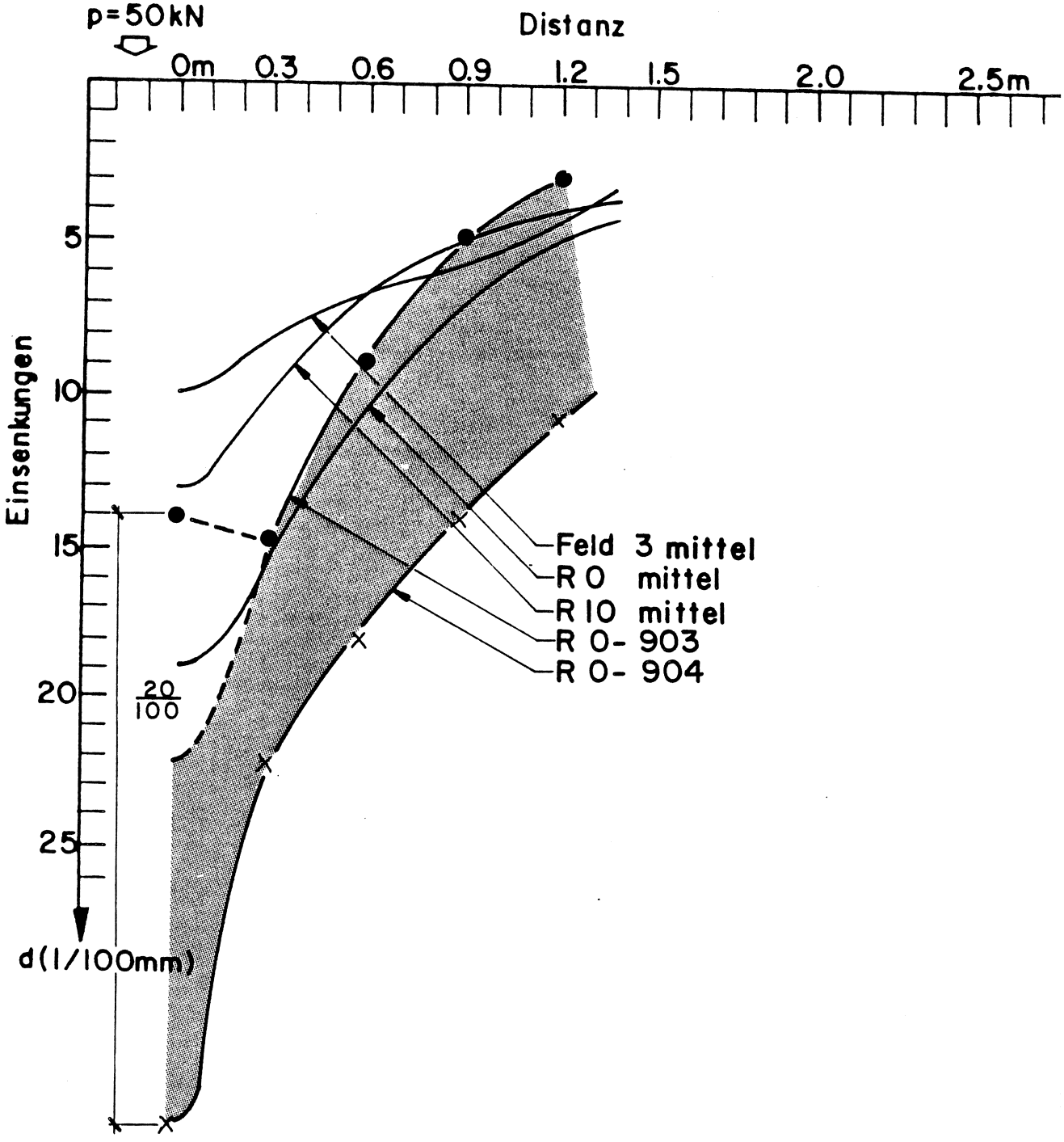


Abbildung 31
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3, R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

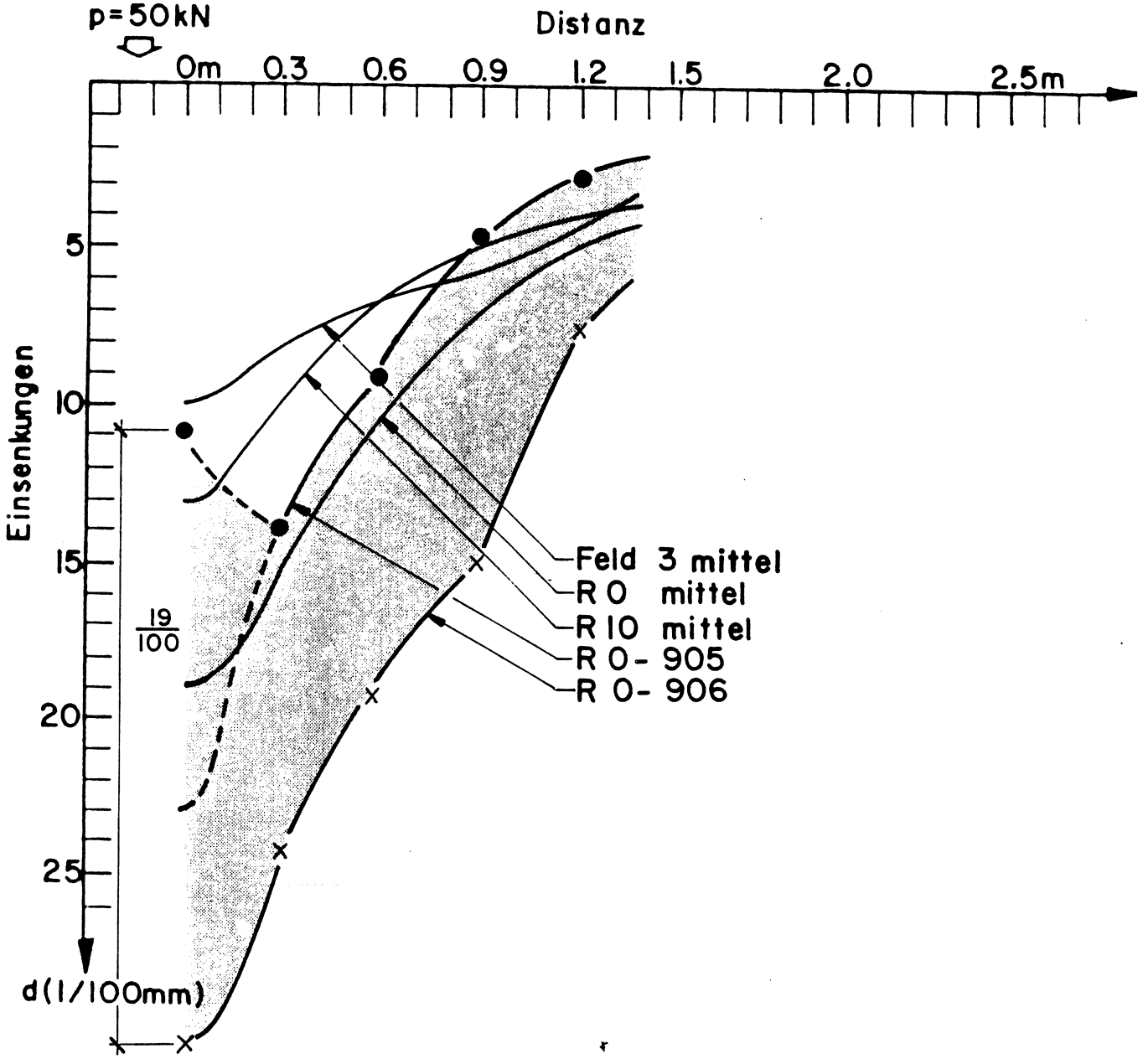


Abbildung 32
Muldenmessung auf bituminösem Bela

Feld 3, R 0

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

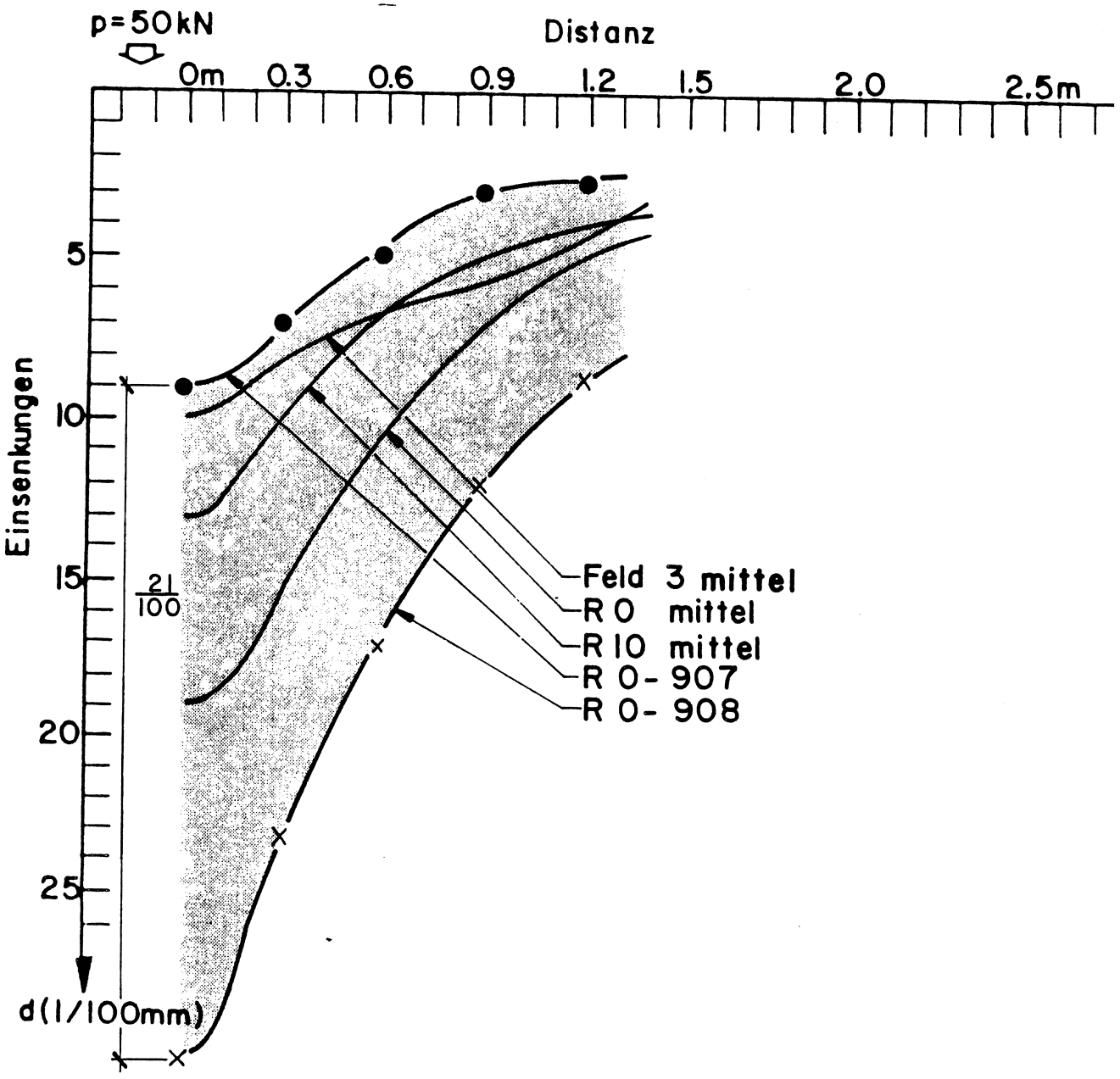


Abbildung 33
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3, R 10

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

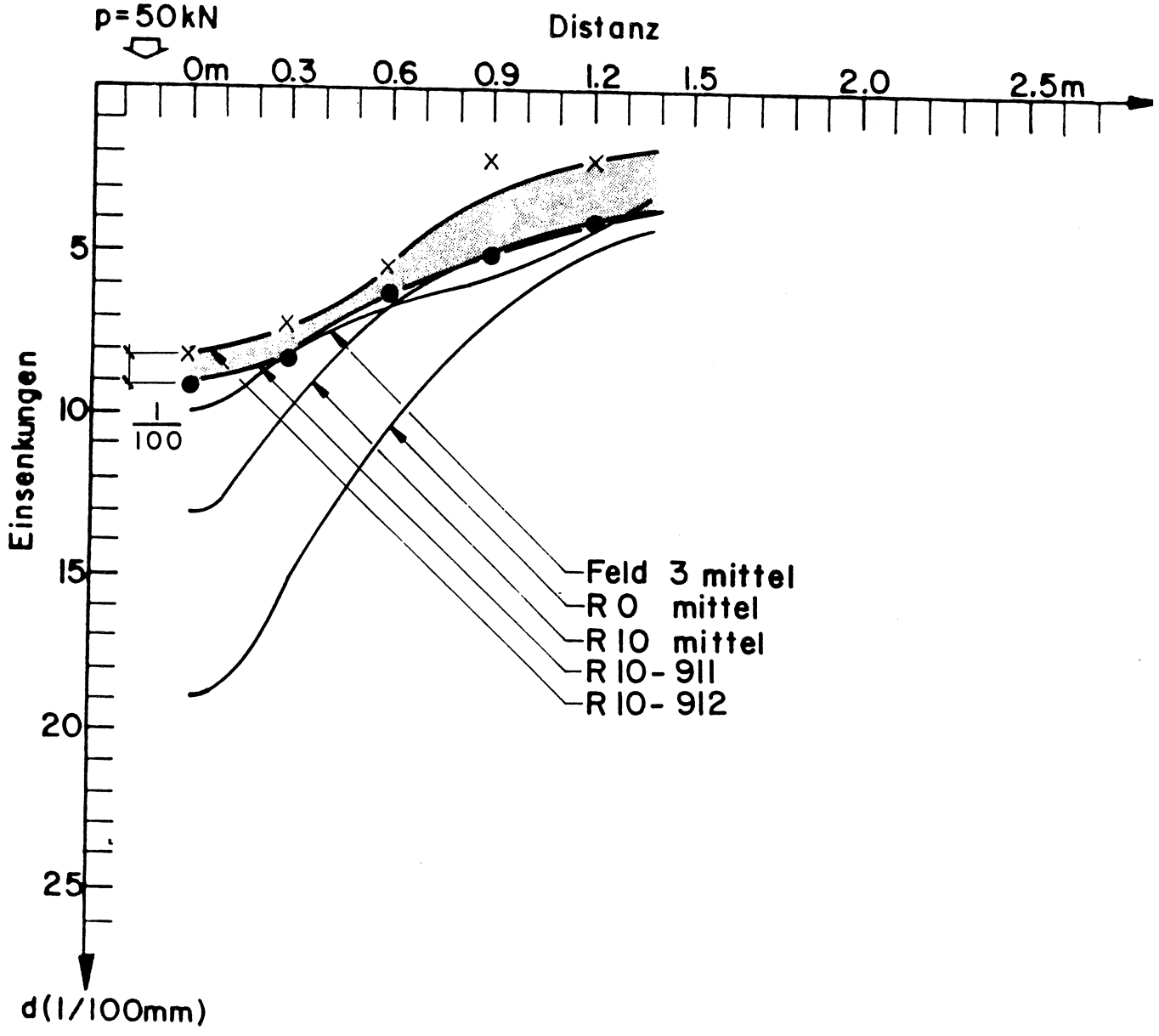


Abbildung 34
Muldenmessung auf bituminösem Bela

Feld 3, R 10

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

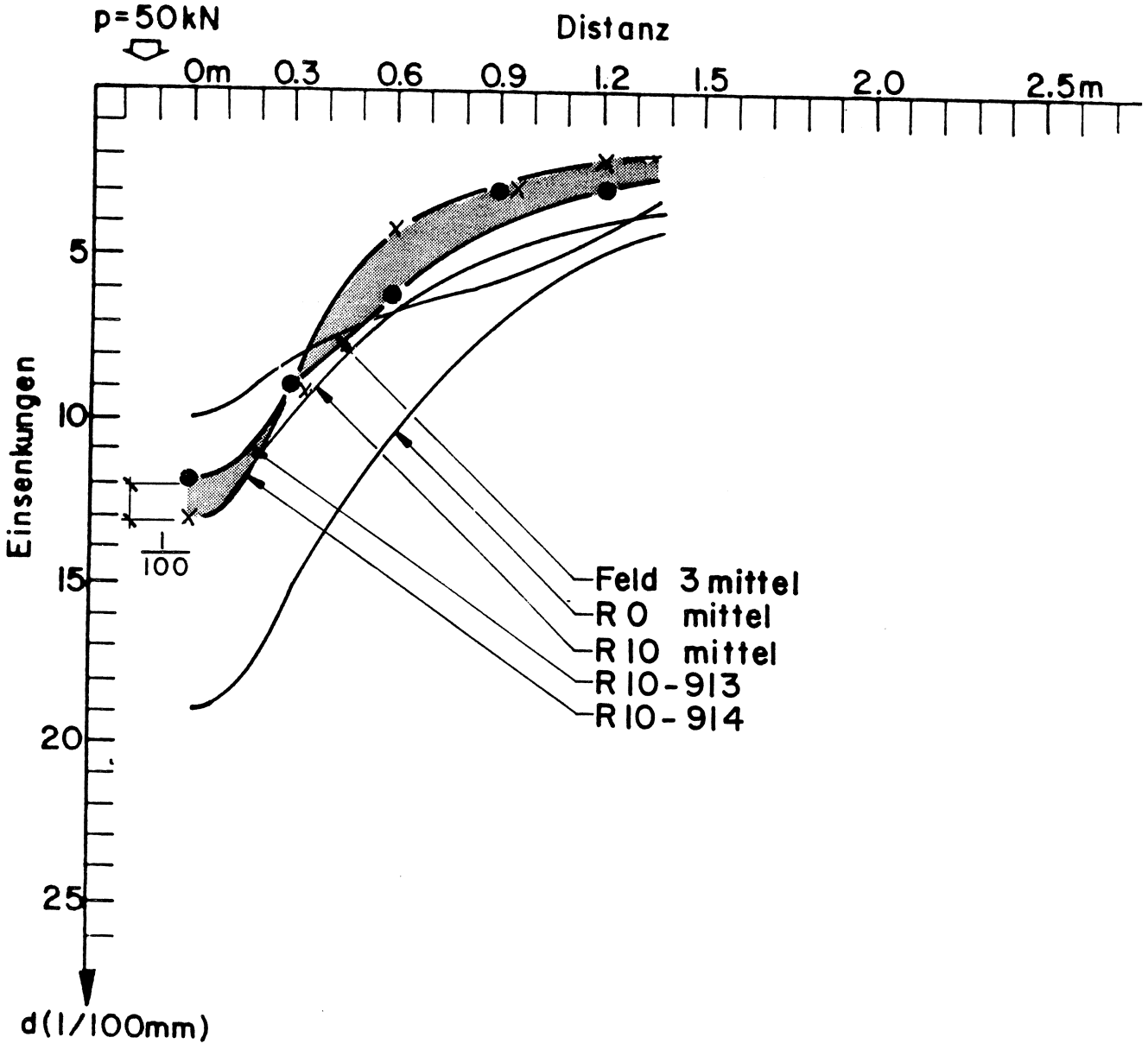


Abbildung 35
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 3, R 10

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

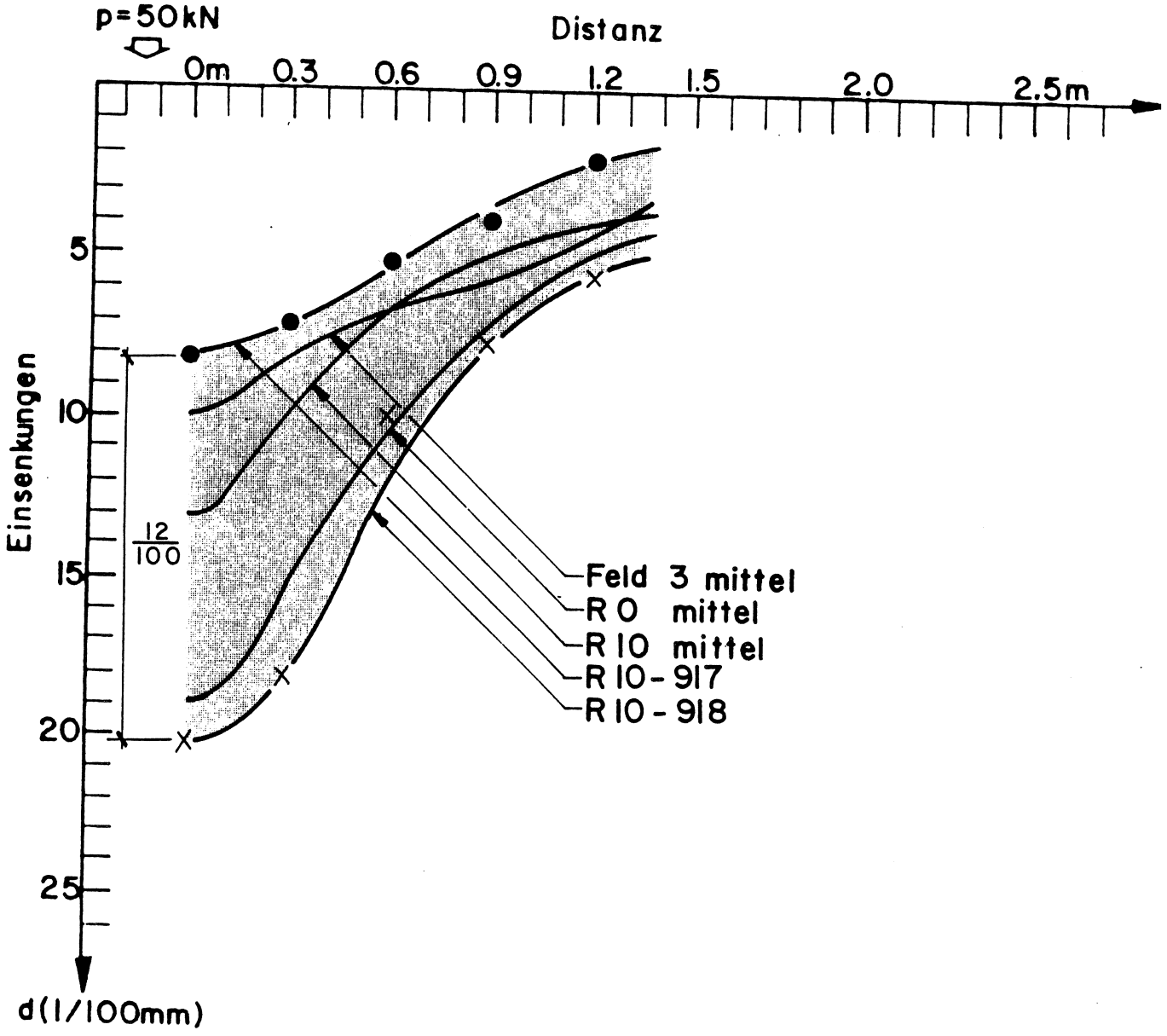


Abbildung 36
Muldenmessung auf bituminösem Bela

Feld 4 , R 20

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

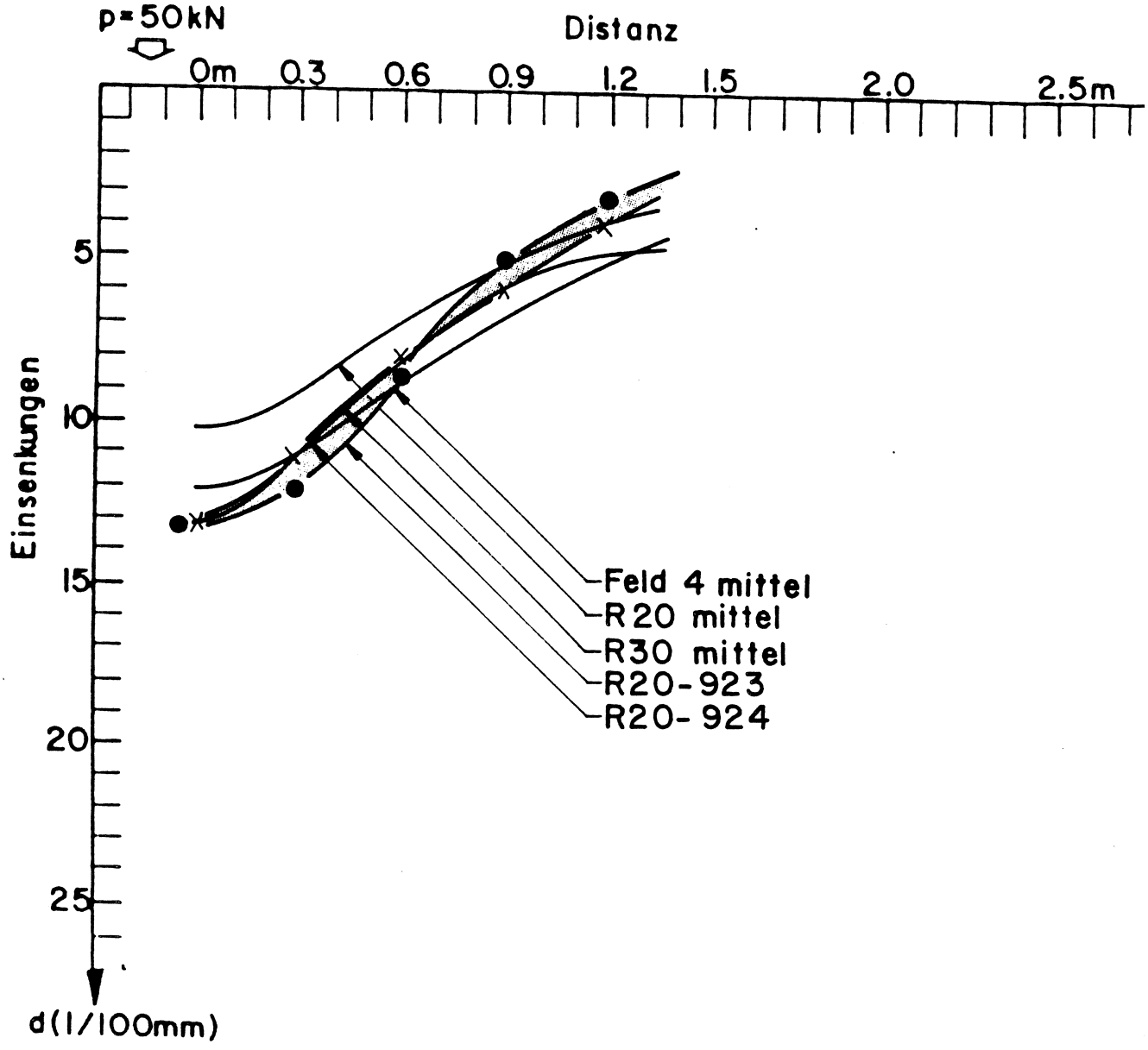


Abbildung 37
Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

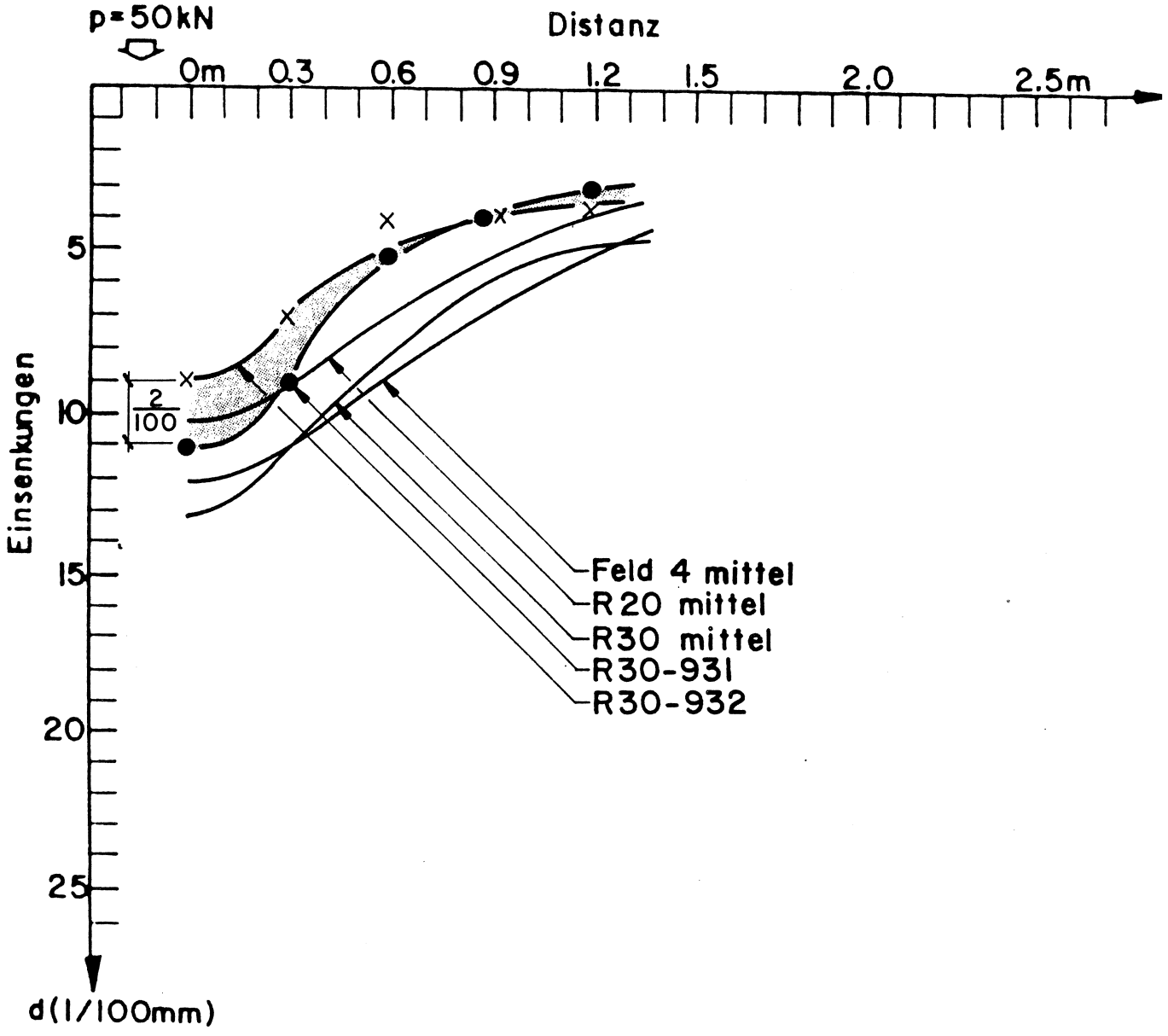


Abbildung 38

Muldenmessung auf bituminösem Bela

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85

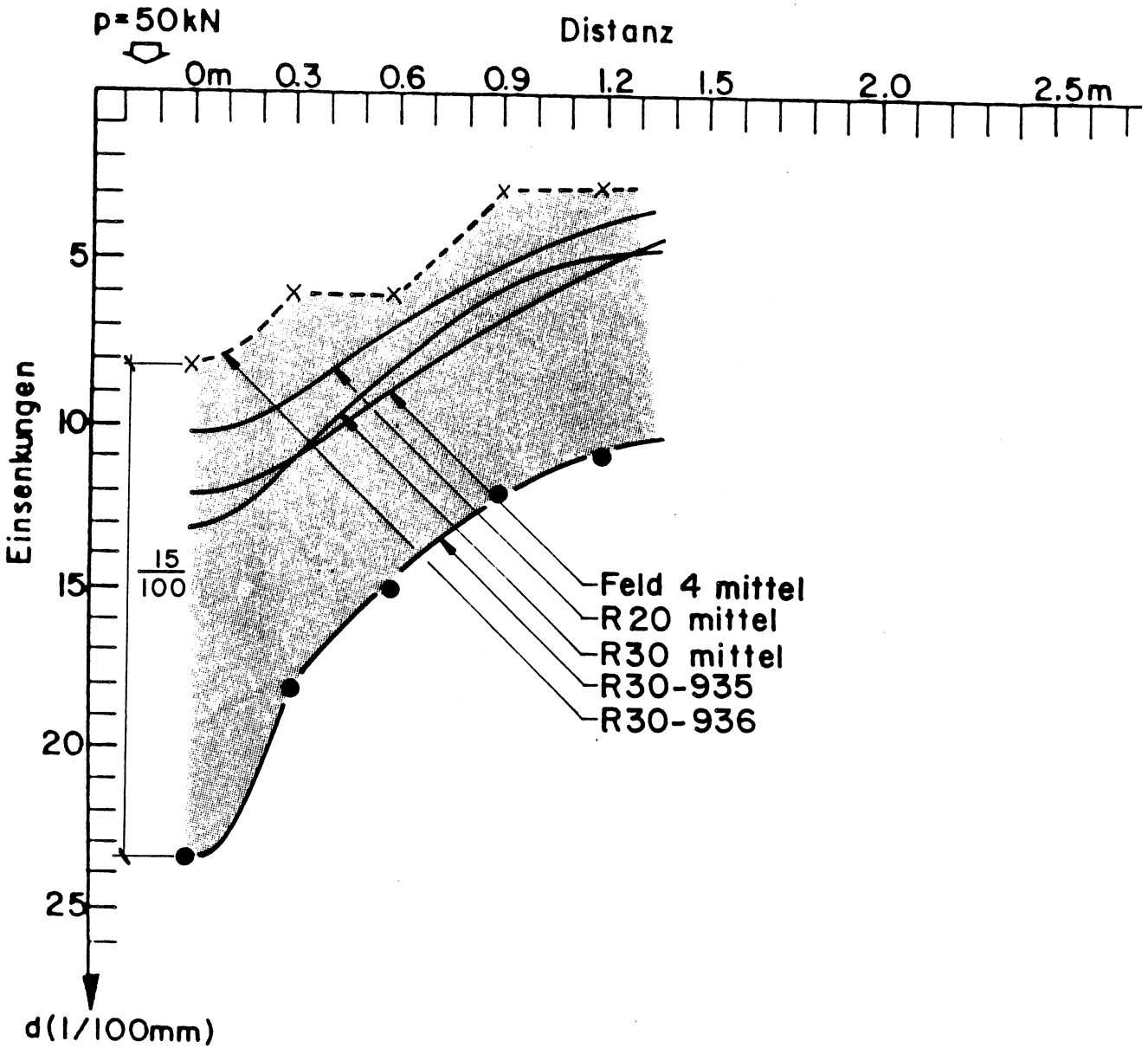


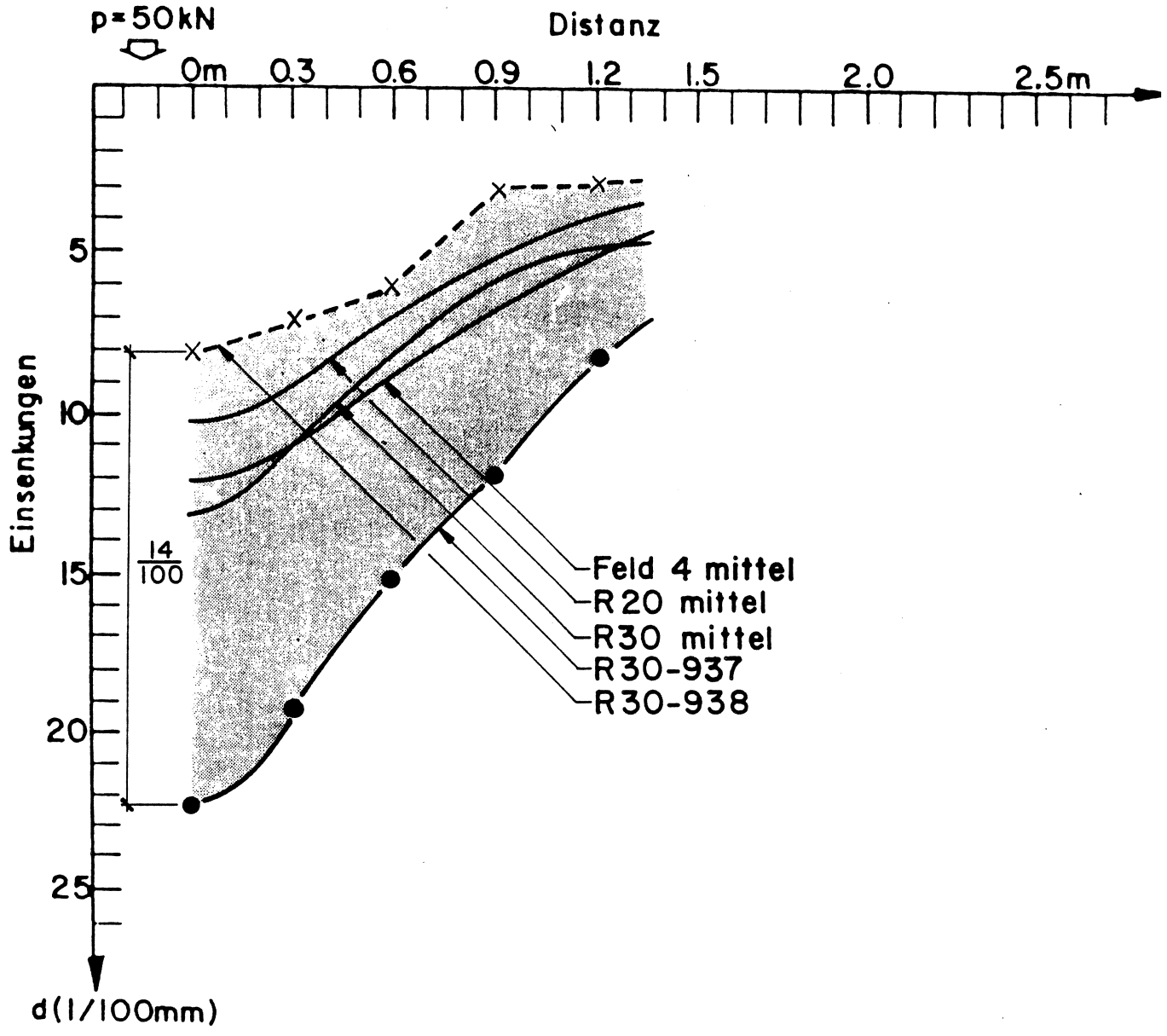
Abbildung 39

Muldenmessung auf bituminösem Belag

Feld 4 , R 30

Messung mit dem Benkelman - Balken

7. Messung vom 1.10.85



7. BEURTEILUNG DER GEMESSENEN MULDEN

Abbildungen 7 bis 14

- Der Verlauf der Mulden ist stetig und weist keine Unregelmässigkeiten (zB. Knicke) im Bereich von 0 - 0.3 m auf. Für die Mulden um die Risse herum deutet dies auf eine gute Querkraftübertragung hin.

- Die Mulden sind im Laufe der Zeit nicht grösser geworden (Deflektionen der letzten 2 Messerien quantitativ sogar kleiner).

- Die maximalen Deflektionen betragen zwischen 10/100 und 24/100 mm. Sie können als sehr klein beurteilt werden. Aus den Abbildungen 7 bis 14 können wir feststellen, dass die Muldenmessung qualitativ brauchbare Resultate liefert. Sie zeigt in genereller Art und Weise, aber doch eindrücklich, dass die Zementstabilisierung nicht einen strukturellen Schaden oder eine strukturelle Beeinträchtigung erlitten hat.

Abbildungen 15 und 16

Auf den Abbildungen 15 und 16 ist die zeitliche Entwicklung des zusammengesetzten E-Moduls (oben), der Bettungsziffer K_t (Mitte) und der Deflektion d_1 (unten) dargestellt. Es sind alles Mittelwerte des Feldes und des zugehörigen Risses. Von den untersuchten 4 Rissen R0, R10, R20 und R30 befinden sich die Risse R0 und R10 im Feld 3 (Abbildung 15). Hingegen liegen die Risse R20 und R30 im Feld 4 (Abbildung 16). Der Riss R0 wurde künstlich hergestellt,und bei den andern handelt es sich um natürliche Schwindrisse. Wir wollen nun die Messwerte eines Risses mit denjenigen des zugehörigen Feldes vergleichen, um die Risse besser beurteilen zu können. Aus den Abbildungen 15 und 16 stellen wir folgendes fest:

- Oberbau

  Die Werte E und d_1 um die Risse sind in der Regel schlechter als diejenigen im Felde. Der Einfluss des Risses ist deutlich erkennbar.

  Die maximale Deflektion d_1 bleibt ziemlich konstant unter 20/100 mm. Daraus kann geschlossen werden, dass keine progressiven Brüche stattgefunden haben. Der Oberbau bleibt nach dem mehrjährigen Schwerverkehr noch intakt. Heute (Januar 1987) ist die Piste immer noch in Betrieb. Der Oberflächenzustand hat sich seit dem Oktober 1985 visuell nicht verändert.

- Untergrund

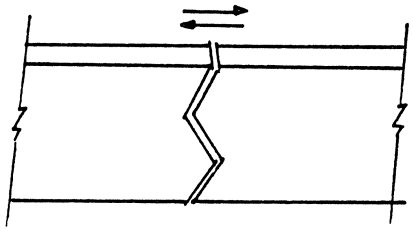
  Der K_t-Wert im Feld liegt ziemlich gleichmässig zwischen 0.10 und 0.18 N/mm3 (10 - 18 kg/cm3) und zeigt eine hohe Tragfähigkeit des Untergrundes an. Der K_t-Wert um die Risse liegt wider Erwarten höher als im Feld. Denn aus der Ueberlegung, dass Wasser eher durch die Risse einsickern und somit den Untergrund bewässern kann, wird ein niedriger K_t-Wert um die Risse erwartet. Auf alle Fälle können wir uns davon überzeugen, dass auch der Untergrund nach dem mehrjährigen Schwerverkehr intakt geblieben ist. Eine Ueberbeanspruchung des Untergrundes hat offensichtlich nie stattgefunden.

Abbildungen 17 bis 39 (Wirksamkeit des Risses)

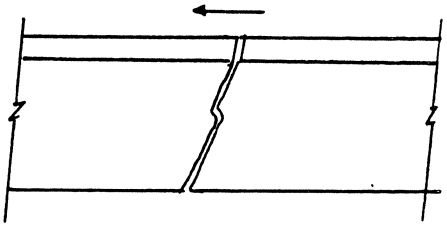
Für die Muldenmessung waren 8 Messpunkte pro Riss vorgesehen. Davon waren in einer Fahrspur 4 Messpunkte, die paarweise an beiden Seiten des Risses angeordnet wurden (vgl. Abbildung Nr. 17). Bei der Muldenmessung eines Messpunktes (zB. Punkt 901) wurde der Riss immer überfahren. Damit wurde bezweckt, den Einfluss des Risses zu messen. Bei der bisherigen Beurteilung haben wir ausschliesslich nur die stellvertretenden Mulden der Felder und der Risse betrachtet. Nun wollen wir 2 Einzel-Mulden eines Risses, die gegenüber liegen, näher untersuchen (zB. Abbildung Nr. 17 Messpunktepaar 901-902, 903-904 usw.). Falls die beiden gemessenen Mulden nahe beieinander sind, kann man annehmen, dass die Wirksamkeit bzw. die Verzahnung gut ist. Die Verzahnung kann mit Skizze 1a) charakterisiert werden.

Liegen die beiden Mulden hingegen weit auseinander, so ist die Verzahnung nur für eine Fahrtrichtung wirksam (Skizze 1b und 1c).

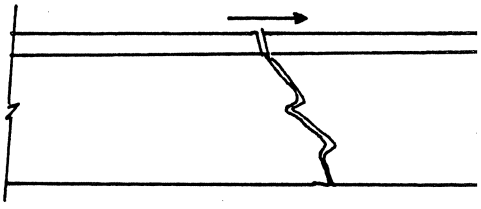
1a) Verzahnung gut für beide Fahrtrichtungen



1b) Verzahnung wirksam nur die Fahrtrichtung nach links



1c) Verzahnung wirksam nur für die Fahrtrichtung nach rechts.



In den Abbildungen Nr. 18 bis 39 sind jeweils gemessene Mulden zweier gegenüberliegenden Messpunkte mit dem Symbol (⊛) dargestellt. Zum Vergleich sind ebenfalls die stellvertretenden Mulden des betreffenden Feldes und Risses (mittel) angegeben. Dafür sind 2 Messerien ausgewählt; nämlich die 5. Messerie vom 7.5.1982 (Abbildungen Nr. 18 bis 28) und die letzte 7. Messerie vom 1.10.1985 (Abbildungen Nr. 29 bis 39).

Dabei waren einige Messpunktepaare weggefallen, weil eine der gemessenen Mulden nicht auswertbar war.

Die Beurteilung der Wirksamkeit des Risses ist gemäss Abbildungen Nr. 18 bis 39 in Tabelle 15 angegeben. Im allgemeinen ist die Verzahnung bei der letzten Messerie vom 1.10.1985 schlechter als bei der 5. Messerie vom 7.5.1982. Die maximale Differenz der Deflektion d_1 beträgt 21/100 mm im künstlich hergestellten Riss R0 (siehe Abbildungen Nr. 30, 31 und 32).

Tabelle 15 Beurteilung der Wirksamkeit des Risses aus der Muldenmessung

* keine Auswertung (ausgefallen)

Riss Nr.	Messpunkte-Paar	5. Messerie vom 7.5.1982	7. Messerie vom 1.10.1985
RO Feld 3	901-902	gut	gut
	903-904	*	schlecht
	905-906	*	schlecht
	907-908	gut	schlecht
R 10 Feld 3	911-912	*	gut
	913-914	*	gut
	915-916	schlecht	*
	917-918	gut	schlecht
R 20 Feld 4	921-922	gut	*
	923-924	schlecht	gut
	925-926	schlecht	*
	927-928	gut	*
R 30 Feld 4	931-932	gut	gut
	933-934	gut	*
	935-936	*	schlecht
	937-938	gut	schlecht

8. ZUSAMMENFASSUNG

Anfang 1980 wurde beim Limmattalerkreuz (N1/N20, ZH) eine Transportpiste für Kiestransporte erstellt und als Versuchsstrecke während 6 1/2 Jahren beobachtet. Ziel der Messungen war die Abklärung der Frage, ob zementstabilisierte Oberbauten durch die darin auftretende Risse entscheidend geschwächt werden.

Der Untergrund der Versuchsstrecke wurde teilweise mit Kalk stabilisiert und wies danach eine gute Tragfähigkeit auf. Die Zementstabilisierung (PC 70 kg/m3) ist 248 - 326 mm dick (verschiedene Felder) und ist mit 70 mm bituminösem Belag (TA 25 us) abgedeckt.

Ein Querriss wurde künstlich durch eine schräg eingelegte Plastikfolie erzeugt, drei weitere Risse entstanden kurz nach dem Bau "natürlich" (Schwinden). Alle Risse schlugen durch den Belag hindurch.

Die Versuchspiste wird seit 1980 ständig mit schweren Lastwagen (Achslasten bis 240 kN) befahren. Die aequivalenten Gesamtverkehrslasten erreichen die 2 Mio. Grenze. Die Versuchspiste ist intakt und tragfähig. Die Risse weisen im Belag keine Ausbrüche auf. Es haben in der Gegend der Risse keine weiteren (progressiven) Brüche stattgefunden.

Zur quantitativen Feststellung der Tragfähigkeitsentwicklung des zementstabilisierten Oberbaues in Funktion der Zeit wurden 7 Serien von Muldenmessungen durchgeführt (1980 - 1985). Durch Auswertung wurden der E-Modul der zementstabilisierten Schicht (inklusive Belag) und daneben der K_t-Wert des Untergrundes berechnet.

Die Messungen zeigen, dass der E-Modul im Feld (ohne Risse) ungefähr doppelt so hoch liegt wie in Rissnähe. Die Risse äussern sich demnach gleich, wie wenn die Risse den E-Modul des Oberbaues auf die Hälfte reduzieren würden. Diese Aussage ist unabhängig von der Tragfähigkeit des Unterbaues und Untergrundes.

Aus den Messungen geht hervor, dass bei den Rissen der E-Modul etwa

konstant bleibt. Die Streuung der Messresultate ist zwar erheblich; gewisse Messbereiche zeigen ein Ansteigen des E-Moduls um bis zu 100%, andere ein Konstantbleiben, andere ein Abfallen um bis zu maximal 20%. Das zeigt, dass eine progressive Schwächung in Rissnähe jedoch nicht eingetreten ist. Auch diese Feststellung ist unabhängig von der Tragfähigkeitsentwicklung des Unterbaues und Untergrundes in Funktion der Zeit.

Die Deflektionen waren, "absolut" gesehen, gering. Dies rührt zT. von dem relativ hohen K_t-Wert, also dem guten Untergrund her. Da die Untergrundtragfähigkeit zwischen 1980/81 und 1985 etwa gleich blieb, zeigen die geringen Deflektionen wiederum, dass der Oberbau keine Qualitätseinbusse durch die Risse oder andere Einflüsse erlitt.

Die Form der Mulden im einzelnen lässt keine Knicke oder andere Unregelmässigkeiten unmittelbar beim Riss erkennen. Es ist deshalb zu vermuten, dass die Querkraftübertragung durch den Riss nicht wesentlich beeinträchtigt wurde. Es ist klar, dass Risse in Zementstabilisierungen - besonders solche, die durch alle Belagsschichten durchschlagen - aus Gründen des Belagsunterhalts und auch wegen der Gefahr von Schäden zufolge eindringenden Salzwassers möglichst zu vermeiden sind. Es darf aber festgestellt werden, dass Risse in der Zementstabilisierung die Tragfähigkeit derselben nur mässig beeinflussen. Angesichts der ohnehin sehr geringen Deflektionen und hohen Tragfähigkeiten von zementstabilisierten Oberbauten spielt diese Beeinflussung in der Praxis keine wesentliche Rolle. Wesentlich ist, dass keine progressive Verschlechterung eintritt, was durch diesen Versuch bestätigt werden konnte. Diese Feststellung wird qualitativ durch die Erfahrungen mit ausgeführten Autobahnen und Hochleistungsstrassen und mit anderen Versuchsstrecken bestätigt.

9. WEITERES VORGEHEN

Der Abbruch der Versuchspiste steht noch nicht unmittelbar bevor. Der Abbruchtermin hängt vom Bauvorhaben der Fortsetzung der N20 ab und ist bis jetzt noch nicht bekannt. Daher sind zusätzliche Untersuchungen an diesem Objekt - selbstverständlich unter Voraussetzung der Genehmigung des Tiefbauamtes des Kantons Zürich - anschliessend möglich und realisierbar. Zu diesem Zweck werden im folgenden einige Zusatzprüfungen empfohlen.

Ebenheitsmessung

Die Nullmessung wurde bereits 1980 durchgeführt. Vor dem Abbruch ist noch eine Ebenheitsmessung zu empfehlen.

Salzen der Piste

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde die Versuchspiste nicht gesalzen. Eine anschliessende Untersuchung für Tauslzschäden bei Zementstabilisierungen kann empfohlen werden. Gezielt kann man die Risse mit bestimmter Dosierung salzen. Es handelt sich dabei um einen Langzeitversuch.

Herstellen von vertikalen Rissen

Die untersuchten Risse R0, R10, R20 und R30 sind vermutlich schräg und gut verzahnt. Daher ist die Querkraftübertragung gewährleistet, und die mit dem Benkelman-Balken gemessenen Mulden zeigten keine Unstetigkeit bei den Rissen auf. Anderseits kann auch angenommen werden, dass die aufgetretene Unstetigkeit wegen der Verzahnung so gering war, dass sie mit dem "groben" Messgerät nicht feststellbar waren. Daher erachten wir es als sinnvoll, einen Vergleich bezüglich der Messbarkeit durchzuführen. Dies kann mit einem nachträglich senkrecht abgesägten Querriss, bei dem keinerlei Querkraft übertragen werden kann, leicht realisiert werden (Muldenmessungen bei den verschiedenen Rissen, um sie miteinander zu vergleichen).

Prüfung der Wirksamkeit der Risse

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde die Wirksamkeit der Querkraftübertragung der Risse nicht speziell untersucht. Durch eine Messung der gegenseitigen Verschiebung der Rissränder bei verschiedenen Laststellungen kann die Wirksamkeit in Zahlen ausgedrückt werden. Dies bedingt eine Messmethode von hoher Genauigkeit.

Mini AASHO-Testes auf der Versuchspiste

Bis Ende September 1986 hat die Piste eine äquivalente Verkehrslast von ca. W = 2.0 Mio "überlebt", ohne dass ein Ermüdungsbruch eingetreten wäre. Da mit einem 2-achsigen Euclid (Achslast 240 kN) in einem Monat (ca. 20 Arbeitstage à 8 Stunden) ca. 1.0 Mio äquivalente Verkehrslasten aufgebracht werden können, wäre ein MINI-AASHO-Test von ca. 4 Monaten denkbar (total W = 6 Mio.). Nach dem MINI-AASHO-Test: Muldenmessung auf dem bituminösen Belag usw.

Laboruntersuchung für die Zementstabilisierung

Beim Abbruch werden Balken-Proben der Zementstabilisierung entnommen. Im Labor werden Biegezug- und Druckfestigkeiten geprüft. Diesbezügliche Nullmessungen (Anfangsversuche) liegen vor.

Feldmessung auf dem Planum (M_{E1}, K-Werte)

Nach dem Abbruch des Oberbaues werden auf dem Planum M_{E1}- und K-Messungen durchgeführt.

LITERATURVERZEICHNIS

[1] F.L. Yang
Vorschlag zur Dimensionierung des vollstabilisierten Strassenoberbaues
Ingenieurbüro Heierli AG,
Forschungsauftrag 17/76, Schlussbericht Juli 1978

[2] F.L. Yang
Festigkeit der Zementstabilisierung
Ingenieurbüro Heierli AG,
Forschungsauftrag 14/79, Schlussbericht November 1979

[3] Scazziga I.
Dynamische Deflektionsmessung mit dem Schwinger
Institut für Strassen-, Eisenbahn- und Felsbau, ETH Zürich
Forschungsauftrag 6/75, Schlussbericht Dezember 1983

[4] Scazziga I., Jacot A.
Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen
Institut für Strassen-, Eisenbahn- und Felsbau, ETH-Zürich
Forschungsauftrag 8/83, Bericht Februar 1985.

A N H A N G 1

Messergebnisse Benkelman-Balken

MESSERIE 1 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 100 kN

T = C° Alter der Zementstabilisierung Tage

Datum: 14.3.1980

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	o	326		13.7	11.1	8.9	7.4	6.0	4.6	2.3	0	0.14	200	0.019
(n = 7)	σ		12		3.9	3.2	2.5	2.1	2.0						
	cv		0.04		0.28	0.29	0.29	0.29	0.33						
Feld 2	x	o	274		18.5	15.3	12.1	9.8	7.8	6.3	3.3	0	0.11	120	0.020
(n = 8)	σ		13		5.0	4.1	3.8	3.1	2.3						
	cv		0.05		0.27	0.27	0.31	0.32	0.29						
Feld 3	x	o	307		16.4	12.8	10.2	8.4	5.2	4.0	2.0	0	0.12	140	0.020
(n = 5)	σ		7		9.0	5.6	4.4	3.4	3.6						
	cv		0.02		0.55	0.44	0.43	0.41	0.70						
Feld 4	x	o	248		14.7	12.0	10.0	7.3	5.3	4.3	2.0	0	0.14	150	0.021
(n = 6)	σ		10		5.9	4.7	3.8	3.1	2.7						
	cv		0.04		0.40	0.39	0.38	0.43	0.51						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 2 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Benkelman-Balken Achslast von 100 kN

T = C° Alter der Zementstabilisierung: Tage

Datum: 29.4.1980

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	o	326		12.8	10.7	9.3	6.9	5.5	4.1	2.0	0	0.13	250	0.017
(n = 15)	σ		12		3.4	3.2	2.6	2.3	1.9						
	cv		0.04		0.26	0.30	0.28	0.34	0.35						
Feld 2	x	o	274		17.8	15.3	12.4	9.3	7.0	5.6	2.4	0	0.10	160	0.018
(n = 18)	σ		13		6.3	5.5	4.3	3.5	2.1						
	cv		0.05		0.36	0.36	0.35	0.37	0.30						
Feld 3	x	o	307		13.7	11.3	8.9	6.5	4.5	3.2	1.7	0	0.15	170	0.021
(n = 13)	σ		7		3.6	3.4	2.7	2.5	1.9						
	cv		0.02		0.27	0.30	0.31	0.39	0.43						
Feld 4	x	o	248		14.0	11.3	9.2	6.3	4.3	2.8	1.2	0	0.16	140	0.022
(n = 13)	σ		10		2.7	2.3	2.1	1.4	0.8						
	cv		0.04		0.19	0.20	0.23	0.23	0.17						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 2 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung
mit dem Benkelman-Balken Achslast von 100 kN

T = C°

Datum: 29.4.1980

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x		298		16.3	13.9	10.9	7.6	5.3	4.0	1.3	0	0.11	150	0.018
(n = 8)	σ		3		2.3	2.6	2.7	2.7	2.6						
	cv		0.01		0.14	0.19	0.25	0.36	0.50						
Riss R10	x		313		13.8	11.1	9.5	6.5	5.0	4.0	2.3	0	0.15	170	0.021
(n = 8)	σ		3		3.6	3.3	2.3	1.3	1.1						
	cv		0.01		0.26	0.29	0.25	0.20	0.21						
Riss R20	x		263		13.5	11.0	9.5	6.5	5.3	4.3	1.5	0	0.15	190	0.020
(n = 8)	σ		5		3.2	3.2	2.4	1.5	1.5						
	cv		0.02		0.23	0.29	0.25	0.23	0.28						
Riss R30	x		256		16.8	14.6	11.4	7.6	5.3	4.5	1.8	0	0.12	130	0.020
(n = 8)	σ		4		5.1	4.9	3.4	2.6	2.1						
	cv		0.02		0.31	0.33	0.30	0.34	0.40						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 3 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 100 kN

T = +20 C°

Datum: 30.5.1980

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	16.5	12.4	9.6	7.0	5.5	-	1.3	0	0.16	100	0.026
(n = 12)	σ	8	12	11	6.2	4.8	3.8	3.4	2.6						
	cv	0.12	0.04	0.03	0.37	0.39	0.40	0.49	0.47						
Feld 2	x	70	276	346	24.3	19.2	15.3	11.9	9.0	-	3.4	0	0.09	80	0.022
(n = 16)	σ	6	13	11	6.4	5.4	4.2	3.3	2.6						
	cv	0.09	0.05	0.03	0.26	0.28	0.27	0.28	0.29						
Feld 3	x	71	307	378	15.7	12.6	10.3	7.8	5.2	-	2.0	0	0.14	130	0.022
(n = 12)	σ	5	7	6	2.8	2.4	1.8	1.7	1.0						
	cv	0.07	0.02	0.02	0.18	0.19	0.17	0.21	0.20						
Feld 4	x	71	248	319	17.8	15.4	12.2	9.3	5.8	-	2.0	0	0.10	150	0.018
(n = 10)	σ	6	10	13	6.8	5.6	4.7	4.9	3.0						
	cv	0.08	0.04	0.04	0.38	0.37	0.39	0.53	0.53						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 4 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 100 kN

T =+8 C° bis +15 C°

Datum: 4.4.1981

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	17.3	13.5	9.5	6.9	4.7	-	1.8	0	0.16	80	0.028
(n = 12)	σ	8	12	11	5.1	3.8	3.5	3.1	3.0						
	cv	0.12	0.04	0.03	0.30	0.29	0.37	0.46	0.64						
Feld 2	x	70	276	346	23.9	19.7	15.6	11.8	8.3	-	2.9	0	0.09	90	0.022
(n = 14)	σ	6	13	11	9.0	7.1	5.1	3.8	2.8						
	cv	0.09	0.05	0.03	0.38	0.36	0.33	0.32	0.34						
Feld 3	x	71	307	378	15.3	12.4	9.8	7.1	5.0	-	2.3	0	0.14	130	0.022
(n = 8)	σ	5	7	6	3.7	3.1	2.1	1.7	1.1						
	cv	0.07	0.02	0.02	0.24	0.25	0.22	0.24	0.21						
Feld 4	x	71	248	319	16.3	12.8	10.0	7.3	5.3	-	2.0	0	0.14	120	0.023
(n = 6)	σ	6	10	13	3.2	2.7	2.4	2.1	1.6						
	cv	0.08	0.04	0.04	0.20	0.21	0.24	0.28	0.31						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 4 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 100 kN

T = +8 C° bis +15 C°

Datum: 4.4.1981

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	19.8	14.3	8.3	5.3	3.2	-	1.0	0 ·	0.20	40	0.040
(n = 8)	σ	7	3	10	4.6	2.9	3.4	1.8	1.5						
	cv	0.09	0.01	0.03	0.23	0.20	0.40	0.35	0.47						
Riss R10	x	78	313	391	17.5	15.5	9.4	5.1	2.8	-	1.3	0	0.17	70	0.030
(n = 8)	σ	3	3	5	3.7	3.7	2.2	1.3	1.0						
	cv	0.03	0.01	0.01	0.21	0.24	0.23	0.24	0.37						
Riss R20	x	68	263	331	17.8	14.8	11.0	6.3	4.2	-	1.0	0	0.15	80	0.027
(n = 8)	σ	3	5	4	4.3	2.8	1.9	1.8	1.3						
	cv	0.04	0.02	0.01	0.24	0.19	0.17	0.29	0.30						
Riss R30	x	77	256	332	18.3	15.5	12.5	8.3	5.5	-	2.0	0	0.11	120	0.020
(n = 8)	σ	3	4	8	5.9	5.1	3.9	3.0	2.1						
	cv	0.03	0.02	0.02	0.32	0.33	0.31	0.36	0.38						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 5 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag mit dem Benkelman-Balken Achslast von 200 kN

T = +10C° bis +18C°

Datum: 7.5.1982

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	16.5	13.9	11.3	8.9	7.0	5.2	2.3	0	0.11	130	0.018
(n = 7)	σ	8	12	11	4.4	3.6	2.7	2.2	1.7	0.9					
	cv	0.12	0.04	0.03	0.27	0.26	0.24	0.25	0.24	0.17					
Feld 2	x	70	276	346	22.8	19.3	15.2	11.3	8.3	6.5	3.5	0	0.09	100	0.021
(n =10)	σ	6	13	11	7.2	5.2	3.4	2.4	1.8	1.3					
	cv	0.09	0.05	0.03	0.32	0.27	0.22	0.21	0.22	0.20					
Feld 3	x	71	307	378	16.8	14.1	10.0	8.1	5.6	3.8	2.1	0	0.13	130	0.022
(n = 8)	σ	5	7	6	2.3	2.5	1.4	1.2	1.5	1.5					
	cv	0.07	0.02	0.02	0.14	0.18	0.14	0.15	0.27	0.39					
Feld 4	x	71	248	319	15.2	13.3	10.4	7.9	5.2	3.4	1.3	0	0.12	170	0.018
(n = 4)	σ	6	10	13	2.0	1.9	1.7	1.9	1.0	0.9					
	cv	0.08	0.04	0.04	0.13	0.14	0.16	0.24	0.19	0.26					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 5 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 200 kN

T = +10 C° bis +18 C°

Datum: 7.5.1982

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	14.3	11.1	8.3	6.0	4.1	2.6	1.4	0	0.18	110	0.026
(n = 8)	σ	7	3	10	3.7	3.7	3.0	2.2	2.0	1.8					
	cv	0.09	0.01	0.03	0.26	0.33	0.36	0.37	0.49	0.69					
Riss R10	x	78	313	391	17.4	13.0	9.5	6.9	4.8	3.5	1.7	0	0.16	80	0.028
(n = 6)	σ	3	3	5	5.0	4.0	3.8	2.8	2.3	2.1					
	cv	0.03	0.01	0.01	0.29	0.31	0.40	0.41	0.48	0.60					
Riss R20	x	68	263	331	19.0	14.2	10.3	7.4	4.7	3.7	1.7	0	0.15	70	0.029
(n = 8)	σ	3	5	4	5.3	4.0	2.5	1.9	1.8	1.1					
	cv	0.04	0.02	0.01	0.28	0.28	0.24	0.26	0.38	0.30					
Riss R30	x	77	256	332	19.0	15.8	11.7	8.4	6.2	4.8	2.3	0	0.12	100	0.023
(n = 7)	σ	3	4	8	4.2	2.4	1.1	0.8	0.7	0.7					
	cv	0.03	0.02	0.02	0.22	0.15	0.10	0.10	0.11	0.15					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 6 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 200 kN

T = + 12 C°

Datum: 29.4.1983

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	13.1	10.5	7.5	5.7	4.0	3.1	2.0	0	0.19	130	0.025
(n = 15)	σ	8	12	11	6.1	5.1	3.9	3.5	2.3	1.8					
	cv	0.12	0.04	0.03	0.46	0.49	0.52	0.61	0.58	0.58					
Feld 2	x	70	276	346	18.6	16.1	12.7	9.5	7.0	5.5	3.1	0	0.10	150	0.019
(n = 18)	σ	6	13	11	5.3	4.5	3.6	2.9	1.6	1.4					
	cv	0.09	0.05	0.03	0.29	0.28	0.28	0.31	0.23	0.25					
Feld 3	x	71	307	378	11.9	10.4	8.5	6.3	4.9	3.9	2.0	0	0.14	250	0.017
(n = 13)	σ	5	7	6	3.1	2.8	2.0	1.5	1.0	0.8					
	cv	0.07	0.02	0.02	0.26	0.27	0.24	0.24	0.21	0.21					
Feld 4	x	71	248	319	12.3	11.1	9.4	7.2	5.2	4.0	2.0	0	0.12	270	0.015
(n = 13)	σ	6	10	13	2.1	1.8	1.8	1.5	1.2	0.8					
	cv	0.08	0.04	0.04	0.17	0.17	0.19	0.21	0.23	0.20					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 6 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 200 kN

T = C°

Datum: 29.4.1983

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	19.3	17.7	11.4	7.9	5.0	3.6	1.6	0	0.12	100	0.023
(n = 8)	σ	7	3	10	6.9	5.5	2.6	2.1	1.8	1.7					
	cv	0.09	0.01	0.03	0.36	0.31	0.23	0.27	0.36	0.47					
Riss R10	x	78	313	391	17.6	15.2	11.5	8.6	6.0	5.2	2.4	0	0.11	130	0.020
(n = 8)	σ	3	3	5	9.8	8.8	6.4	5.0	3.5	2.6					
	cv	0.03	0.01	0.01	0.56	0.58	0.56	0.58	0.58	0.50					
Riss R20	x	68	263	331	17.3	15.2	11.4	7.9	5.3	3.9	2.0	0	0.12	130	0.021
(n = 8)	σ	3	5	4	4.6	3.2	1.8	1.6	1.3	1.1					
	cv	0.04	0.02	0.01	0.27	0.21	0.16	0.20	0.25	0.28					
Riss R30	x	77	256	332	13.7	12.7	9.5	6.9	4.8	4.0	2.1	0	0.13	200	0.018
(n = 8)	σ	3	4	8	2.2	1.7	1.9	1.5	0.9	0.5					
	cv	0.03	0.02	0.02	0.16	0.13	0.20	0.22	0.19	0.13					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 7 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 200 kN

T = +10 C°

Datum: 1.10.1985

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	11.9	8.7	6.5	4.8	3.3	2.4	1.0	0	0.22	120	0.026
(n = 8)	σ	8	12	11	2.0	2.6	2.8	2.1	1.5	1.0					
	cv	0.12	0.04	0.03	0.17	0.30	0.44	0.44	0.47	0.42					
Feld 2	x	70	276	346	15.6	14.0	11.2	8.5	6.3	4.6	2.3	0	0.11	170	0.017
(n = 16)	σ	6	13	11	4.7	4.0	2.6	1.8	1.5	1.3					
	cv	0.09	0.05	0.03	0.30	0.29	0.23	0.23	0.24	0.28					
Feld 3	x	71	307	378	8.2	7.5	6.5	4.8	3.7	2.5	1.0	0	0.18	240	0.015
(n = 14)	σ	5	7	6	2.0	1.8	1.6	1.1	0.8	0.6					
	cv	0.07	0.02	0.02	0.25	0.24	0.25	0.23	0.22	0.24					
Feld 4	x	71	248	319	11.5	10.6	8.9	6.7	5.2	3.2	1.6	0	0.13	320	0.015
(n = 12)	σ	6	10	13	3.1	3.0	2.5	2.0	1.7	1.6					
	cv	0.08	0.04	0.04	0.27	0.28	0.28	0.30	0.33	0.50					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 7 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Benkelman-Balken und Achslast von 200 kN

T = + 10 C°

Datum: 1.10.1985

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Achslast von 100 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	19.2	14.7	11.2	7.5	5.2	3.5	1.6	0	0.14	80	0.027
(n = 8)	σ	7	3	10	10.3	7.2	5.8	5.0	3.6	3.2					
	cv	0.09	0.01	0.03	0.54	0.49	0.52	0.67	0.69	0.93					
Riss R10	x	78	313	391	13.4	10.4	7.0	4.9	3.7	2.5	2.1	0	0.21	120	0.028
(n = 7)	σ	3	3	5	5.7	4.4	3.2	3.1	2.4	1.9					
	cv	0.03	0.01	0.01	0.43	0.42	0.46	0.63	0.65	0.76					
Riss R20	x	68	263	331	9.6	9.3	7.2	4.8	3.5	1.9	0.5	0	0.18	300	0.018
(n = 7)	σ	3	5	4	2.2	1.1	1.4	1.2	0.9	1.2					
	cv	0.04	0.02	0.01	0.23	0.12	0.19	0.25	0.26	0.63					
Riss R30	x	77	256	332	13.2	11.0	8.2	5.8	5.2	3.6	2.0	0	0.16	180	0.021
(n = 7)	σ	3	4	8	6.7	5.2	4.8	4.0	3.1	2.5					
	cv	0.03	0.02	0.02	0.51	0.47	0.59	0.69	0.60	0.69					

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

A N H A N G 2

Messergebnisse Vibraflect-Schwinger

MESSERIE 1 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Schwinger des ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 9.1. und 13.3.1980

Alter der Zementstabilisierung: Tage

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x		326		11.8	7.5	6.0	5.8	4.4				0.20	180	0.024
(n = 18)	σ		12		4.7	2.6	2.1	2.2	2.2						
	cv		0.04		0.40	0.34	0.35	0.37	0.49						
Feld 2	x		276		15.9	12.9	10.9	10.5	8.4				0.06	300	0.010
(n = 15)	σ		13		2.7	2.0	1.7	2.0	1.6						
	cv		0.05		0.17	0.16	0.16	0.19	0.19						
Feld 3	x		307		8.5	6.9	5.4	5.1	3.9				0.16	400	0.014
(n = 14)	σ		7		1.1	0.9	0.9	1.0	0.7						
	cv		0.02		0.13	0.14	0.17	0.20	0.17						
Feld 4	x		248		9.7	8.1	5.9	4.8	4.0				0.16	300	0.016
(n = 14)	σ		10		0.8	0.8	1.4	1.1	1.0						
	cv		0.04		0.08	0.10	0.23	0.22	0.24						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 2 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Schwinger des ISETH p = 50 kN

T = C° Datum: 28.4.1986

Alter der Zementstabilisierung: Tage

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x		326		10.3	7.3	6.0	4.9	4.3				0.18	250	0.019
(n = 15)	σ		12		2.2	2.1	1.5	1.2	1.3						
	cv		0.04		0.21	0.29	0.25	0.25	0.30						
Feld 2	x		276		14.7	12.7	10.4	8.6	7.1				0.09	300	0.013
(n = 18)	σ		13		3.6	2.9	2.4	1.6	2.4						
	cv		0.05		0.24	0.23	0.23	0.19	0.33						
Feld 3	x		307		9.1	7.4	6.4	5.5	5.1				0.12	400	0.011
(n = 14)	σ		7		1.3	0.9	0.9	1.0	1.0						
	cv		0.02		0.14	0.13	0.15	0.19	0.20						
Feld 4	x		248		9.6	7.9	6.5	5.1	4.4				0.14	350	0.013
(n = 14)	σ		10		1.2	1.3	1.6	1.1	0.9						
	cv		0.04		0.12	0.16	0.24	0.21	0.21						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 2 Muldenmessung auf der Zementstabilisierung mit dem Schwinger des ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 28.4.1980

Alter der Zementstabilisierung: Tage

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für eine Stempellast von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x		298		12.3	9.8	7.6	5.5	4.8				0.14	230	0.017
(n = 8)	σ		3		2.2	2.6	0.74	0.53	0.7						
	cv		0.01		0.18	0.27	0.10	0.10	0.15						
Riss R10	x		313		9.6	7.6	7.1	5.4	4.8				0.12	400	0.012
(n = 8)	σ		3		0.9	0.7	0.8	0.9	1.3						
	cv		0.01		0.10	0.10	0.12	0.17	0.27						
Riss R20	x		263		10.4	8.0	6.8	5.2	4.1				0.16	250	0.017
(n = 8)	σ		5		1.5	1.1	0.9	0.5	0.6						
	cv		0.02		0.15	0.14	0.13	0.10	0.16						
Riss R30	x		256		11.0	8.8	7.3	5.9	5.1				0.13	300	0.014
(n = 8)	σ		4		0.8	1.0	1.5	0.8	0.6						
	cv		0.02		0.07	0.12	0.20	0.14	0.13						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 3 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Schwinger vom ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 3.6.1980

Keine Mulden gemessen		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	19.2	-	-	-	-						
(n = 18)	σ	8	12	11	3.5										
	cv	0.12	0.04	0.03	0.16										
Feld 2	x	70	276	346	21.4	-	-	-	-						
(n = 16)	σ	6	13	11	3.0										
	cv	0.09	0.05	0.03	0.14										
Feld 3	x	71	307	378	11.5	-	-	-	-						
(n = 7)	σ	5	7	6	3.1										
	cv	0.07	0.02	0.02	0.21										
Feld 4	x	71	248	319	11.3	-	-	-	-						
(n = 12)	σ	6	10	13	1.5										
	cv	0.08	0.04	0.04	0.14										

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 4 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag

mit dem Schwinger vom ISETH

p = 50 kN

T = +10 C° bis 20C°

Datum: 4.4.1981

Stellvertretende Mulden Keine Mulden gemessen		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	(30.6)	6.8	5.5	4.2	3.2				(0.40)	15	0.122
(n = 11)	σ	8	12	11	17.3	2.1	1.6	1.5	1.7						
	cv	0.12	0.04	0.03	0.56	0.31	0.29	0.34	0.51						
Feld 2	x	70	276	346	(32.8)	10.3	8.9	7.6	6.1				(0.20)	20	0.066
(n = 9)	σ	6	13	11	15.0	2.3	1.7	1.6	1.4						
	cv	0.09	0.05	0.03	0.46	0.22	0.19	0.21	0.23						
Feld 3	x	71	307	378	(15.1)	7.1	5.4	4.5	4.0				(0.30)	80	0.045
(n = 7)	σ	5	7	6	11.4	1.1	0.7	0.8	0.8						
	cv	0.07	0.02	0.02	0.75	0.16	0.12	0.17	0.19						
Feld 4	x	71	248	319	(27.4)	8.2	5.9	5.2	4.0				(0.20)	33	0.055
(n = 12)	σ	6	10	13	9.8	1.4	1.0	1.0	1.0						
	cv	0.08	0.04	0.04	0.36	0.17	0.17	0.19	0.25						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

Bei dieser Messerie muss das Geophon nicht in Ordnung gewesen sein.

d1

MESSERIE 4 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Schwinger vom ISETH p = 50 kN

T =+ C°

Datum: 4.4.1981

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	16.3	9.9	6.5	5.0	4.1				0.24	80	0.039
(n = 8)	σ	7	3	10	5.6	1.4	0.6	1.1	0.6						
	cv	0.09	0.01	0.03	0.34	0.14	0.10	0.21	0.14						
Riss R10	x	78	313	391	20.1	7.1	4.7	4.0	3.5				0.37	30	0.074
(n = 8)	σ	3	3	5	8.9	1.1	0.8	0.5	0.6						
	cv	0.03	0.01	0.01	0.44	0.16	0.16	0.13	0.17						
Riss R20	x	68	263	331	19.7	9.5	5.4	4.5	3.4				0.30	40	0.059
(n = 8)	σ	3	5	4	11.5	1.0	0.6	0.5	0.5						
	cv	0.04	0.02	0.01	0.59	0.11	0.11	0.10	0.14						
Riss R30	x	77	256	332	32.3	9.2	6.7	5.8	4.7				0.35	20	0.113
(n = 8)	σ	3	4	8	16.4	0.5	0.2	0.7	0.2						
	cv	0.03	0.02	0.02	0.51	0.06	0.03	0.12	0.03						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 5 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Schwinger vom ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 7.5.1982

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	15.4	7.0	4.8	4.0	3.4				0.35	60	0.054
(n = 9)	σ	8	12	11	7.0	3.5	1.3	1.1	1.0						
	cv	0.12	0.04	0.03	0.45	0.50	0.27	0.27	0.29						
Feld 2	x	70	276	346	15.6	11.2	8.8	7.5	6.6				0.12	170	0.019
(n = 9)	σ	6	13	11	3.8	3.0	2.1	1.7	1.4						
	cv	0.09	0.05	0.03	0.24	0.27	0.24	0.23	0.22						
Feld 3	x	71	307	378	14.9	6.7	5.7	4.8	4.1				0.30	80	0.045
(n = 7)	σ	5	7	6	5.9	1.1	0.9	0.8	0.7						
	cv	0.07	0.02	0.02	0.40	0.17	0.16	0.16	0.17						
Feld 4	x	71	248	319	15.4	9.5	7.6	6.5	5.4				0.16	120	0.025
(n = 11)	σ	6	10	13	7.4	2.3	2.0	2.2	2.5						
	cv	0.08	0.04	0.04	0.48	0.24	0.27	0.35	0.46						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 5 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag mit dem Schwinger vom ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 7.5.1982

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	21.0	9.0	6.5	5.2	4.4				0.28	40	0.059
(n = 8)	σ	7	3	10	5.7	0.8	0.5	0.6	0.8						
	cv	0.09	0.01	0.03	0.27	0.09	0.08	0.12	0.18						
Riss R10	x	78	313	391	16.0	7.7	5.9	5.1	4.4				0.27	70	0.043
(n = 8)	σ	3	3	5	8.5	1.3	0.3	0.3	0.2						
	cv	0.03	0.01	0.01	0.53	0.17	0.05	0.06	0.05						
Riss R20	x	68	263	331	12.4	9.3	7.0	6.3	5.6				0.14	220	0.017
(n = 8)	σ	3	5	4	2.4	1.2	0.4	0.3	0.2						
	cv	0.04	0.02	0.01	0.20	0.13	0.06	0.05	0.04						
Riss R30	x	77	256	332	16.1	12.4	10.8	10.3	10.0				0.07	300	0.012
(n = 8)	σ	3	4	8	3.0	1.3	1.1	1.3	1.4						
	cv	0.03	0.02	0.02	0.18	0.11	0.10	0.13	0.14						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 6 Muldenmessung auf dem bituminösen Belag
mit dem Schwinger vom ISETH p = 50 kN

T = C°

Datum: 29.4.1983

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Feld 1	x	64	326	390	17.9	7.6	5.8	4.5	3.6				0.33	50	0.059
(n = 14)	σ	8	12	11	5.3	3.8	2.9	2.4	1.9						
	cv	0.12	0.04	0.03	0.30	0.50	0.50	0.54	0.52						
Feld 2	x	70	276	346	16.7	12.5	9.9	8.1	6.7				0.10	150	0.017
(n = 9)	σ	6	13	11	7.1	6.1	3.9	2.3	1.5						
	cv	0.09	0.05	0.03	0.42	0.49	0.40	0.29	0.22						
Feld 3	x	71	307	378	14.1	8.2	6.1	5.0	4.3				0.23	110	0.032
(n = 14)	σ	5	7	6	4.7	2.2	1.2	0.9	0.8						
	cv	0.07	0.02	0.02	0.33	0.27	0.19	0.17	0.19						
Feld 4	x	71	248	319	9.8	7.8	6.1	5.0	3.9				0.16	300	0.016
(n = 9)	σ	6	10	13	0.9	1.0	0.9	0.9	0.9						
	cv	0.08	0.04	0.04	0.09	0.13	0.14	0.18	0.24						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

MESSERIE 6 Muldenmessung auf dem bituminösen p = 50 kN T = + C°

mit dem Schwinger vom ISETH Datum: 29.4.1983

Stellvertretende Mulden		Belagsdicke h_1 mm	Stabidicke h_2 mm	Totaldicke $h = h_1 + h_2$ mm	Gemessene und umgerechnete Deflektionen Für einen Raddruck von 50 kN in 10^{-2} mm								Ergebnis der Auswertung		
					0 m d_1	0.3 m d_2	0.6 m d_3	0.9 m d_4	1.2 m d_5	1.5 m d_6	2.5 m d_7	5.0 m d_8	K_t N/mm3	$E \cdot h^3$ $10^9 \cdot N \cdot mm$	σ_B N/mm2
Riss R0	x	74	298	372	19.8	9.6	6.7	5.4	4.4				0.26	50	0.052
(n = 8)	σ	7	3	10	5.6	2.6	0.7	0.5	0.3						
	cv	0.09	0.01	0.03	0.28	0.27	0.11	0.10	0.07						
Riss R10	x	78	313	391	15.1	6.7	5.7	4.8	4.1				0.30	70	0.045
(n = 8)	σ	3	3	5	2.2	0.7	0.4	0.3	0.3						
	cv	0.03	0.01	0.01	0.15	0.11	0.07	0.07	0.07						
Riss R20	x	68	263	331	12.2	8.0	5.8	4.7	3.6				0.24	130	0.030
(n = 8)	σ	3	5	4	2.0	1.7	0.7	0.4	0.5						
	cv	0.04	0.02	0.01	0.17	0.22	0.13	0.09	0.14						
Riss R30	x	77	256	332	11.5	8.1	6.5	5.6	4.9				0.16	230	0.018
(n = 8)	σ	3	4	8	1.3	0.5	0.2	0.2	0.2						
	cv	0.03	0.02	0.02	0.11	0.06	0.03	0.04	0.03						

x = Mittelwert
σ = Standardabweichung
cv = Variationskoeffizient

K_t = zurückgerechnete Bettungsziffer
E = zusammengesetzter E-Modul
σ_B = $d_1 \cdot K_t$ = max. Bodenpressung

A N H A N G 3

Messwerte aus Laborversuchen

Tiefbauamt des Kantons Zürich

Labor: Tagelswangen

Verdichtungsversuch nach AASHO-Standard

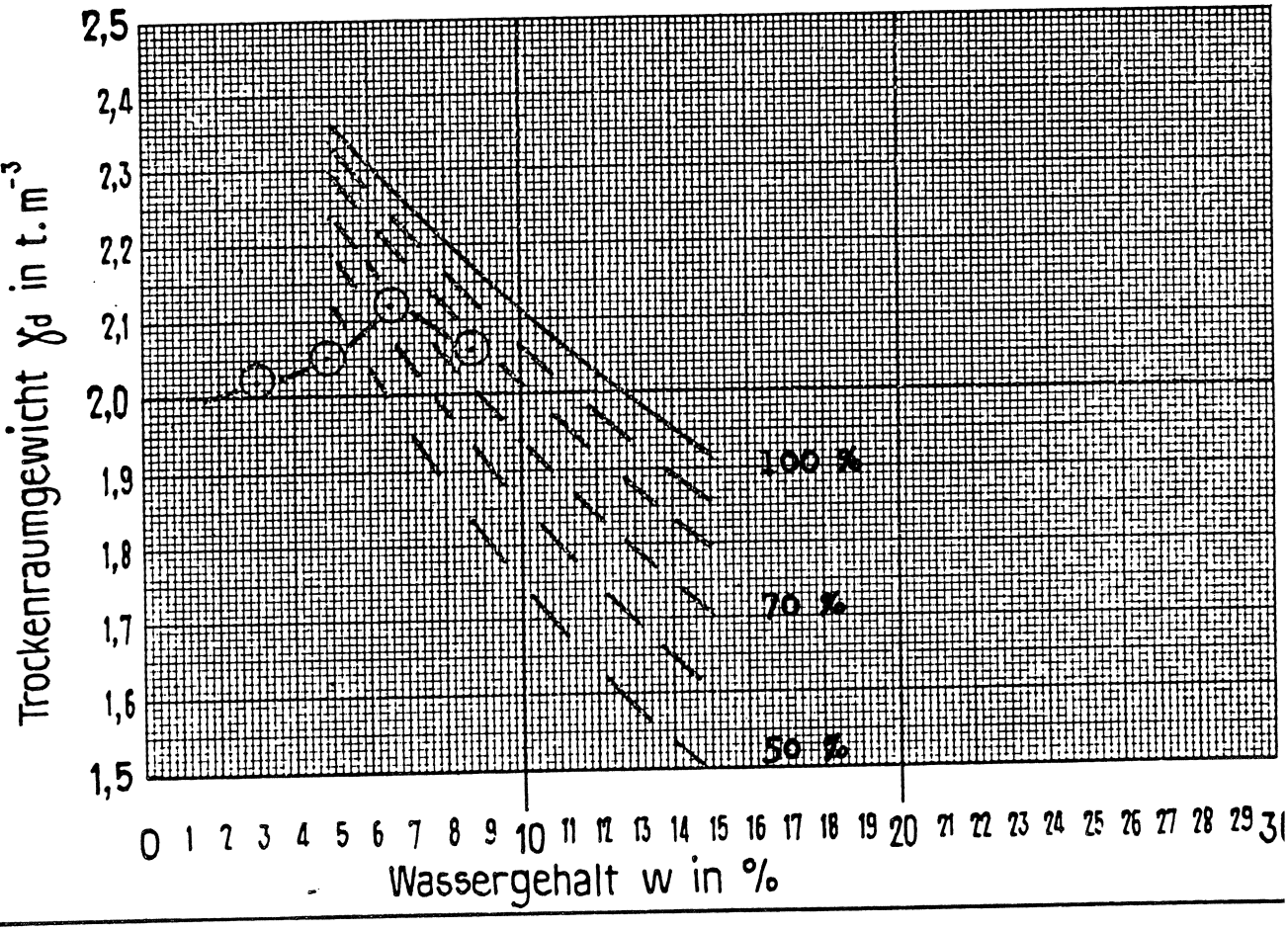
SNV 670 330 a

Objekt: Jet - Beton Kiessand für die Zementstabi

Labor-Nr. : 7866
USCS-Kurzbez.: GW
Komponenten < 20 mm
Überkornanteil: 31 Gew.%
Anlieferungs-Wassergehalt W: 3.8 %

		Labor-Versuch	Gesamt-Probe	
Günstigster Einbauwassergehalt	W_{opt}	6.6	5.1	%
Entsprechendes Trockenraumgewicht	$\gamma_{d,Pr_{opt}}$	2.12	2.21	t.m^{-3}
Entsprechendes Nassraumgewicht	γ_{opt}	2.26	2.32	t.m^{-3}
Spezifisches Gewicht	γ_s	2.68	2.68	t.m^{-3}
Sättigungsgrad	S_r	66.7	64.3	%

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7
Gewicht der Probe in g	1941	2086	2109	2090			
Endwassergehalt We in %	3.0	4.9	6.6	8.7			
Nassraumgewicht γ g.cm^{-3}	2.08	2.15	2.26	2.24			
Trockenraumgewicht γ_d g.cm^{-3}	2.02	2.05	2.12	2.06			



oz

KANTON ZÜRICH Tiefbauamt Labor Tagelswangen

Beilage Nr.

Labor Nr. 7867 a - e

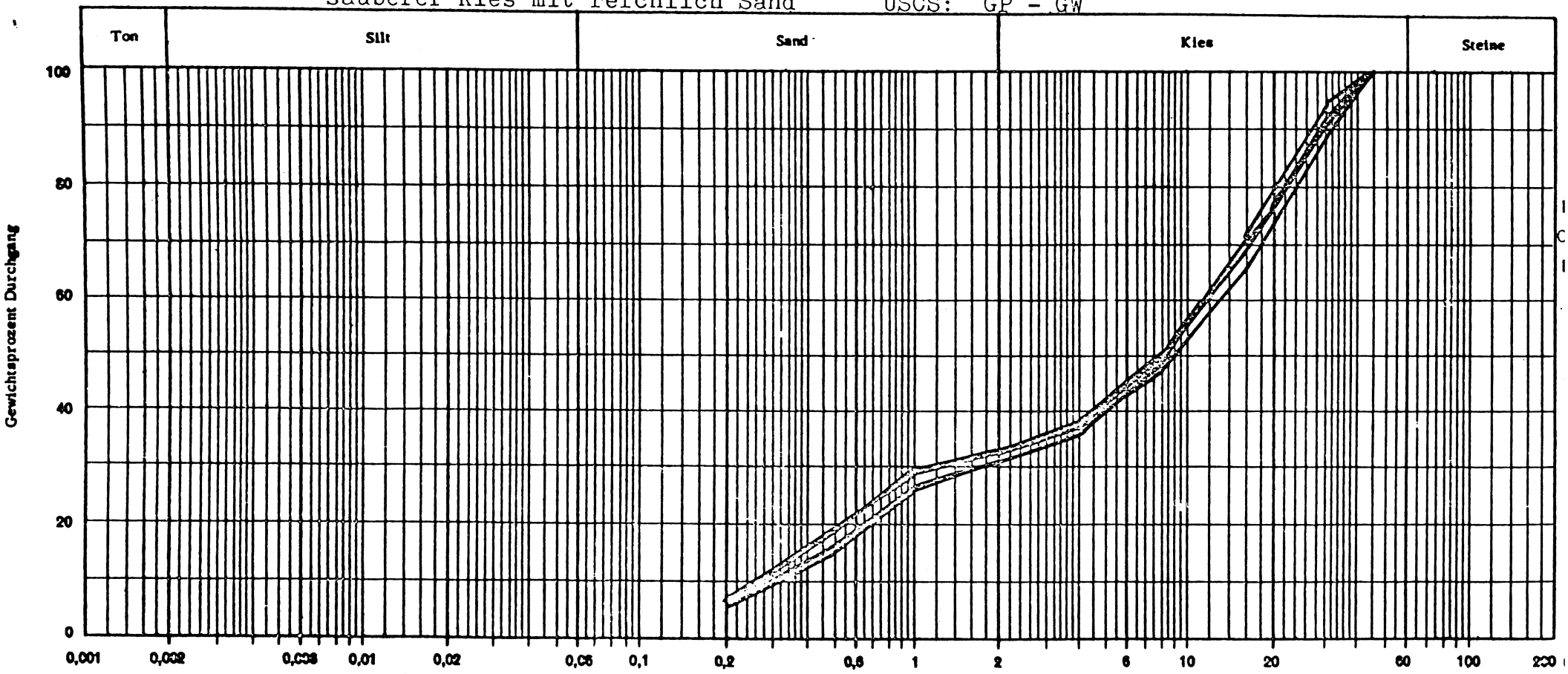
2.2 Kornverteilung in Summationskurven

Entnahme am: 13. 12. 1979

Herkunft der Probe N20.1.2 Versuchsstrecke Feld 1 + 2

Streubereich Kiessand für die Zementstabi PC 70

sauberer Kies mit reichlich Sand USCS: GP - GW



Zürich, den

Tiefbauamt des Kantons Zürich
Strassenbaulabor

UNTERSUCHUNGSRESULTATE DER

3.1 DRUCKFESTIGKEITSPROBEN

BAUSTELLE: N20.1.2

Bauteil: Versuchsstrecke Feld 1 + 2

MATERIAL: 0 - 20 mm

HERKUNFT: Jet - Beton Kloten

DOSIERUNG: 70 kg/ m3 PC

VERARBEITUNG: Proctortheorie

PROBE Nr.	GEWICHT kg	RAUMGEW. kg/dm³	DRUCKFESTIGKEIT BRUCHKRAFT to.	DRUCKFESTIGKEIT kg/cm²	Bemerkungen:
1	2.056	2.20	5.6	69.9	nach 7 Tagen
2	2.057	2.20	5.4	67.4	
3	2.057	2.20	5.4	67.4	
4	2.056	2.20	6.4	79.9	nach 28 Tagen
5	2.045	2.19	6.5	81.1	
6	2.056	2.20	7.4	92.4	
					4 Std. Wasserbadlagerung

DATUM und VISUM:

20.12/ 10.1.8o

Tiefbauamt des Kantons Zürich
Strassenbaulabor
109

UNTERSUCHUNGSRESULTATE DER

5. DRUCKFESTIGKEITSPROBEN

BAUSTELLE: N20.1.2 Versuchsstrecke
Bauteil: Versuchsfeld 1 + 2 (1. Etappe Dez. 79)

MATERIAL: 0 - 20 mm
HERKUNFT: Jet - Beton Kloten
DOSIERUNG: 70 kg/m3 PC
VERARBEITUNG: Proctortheorie

PROBE Nr.	GEWICHT kg	RAUMGEW. kg/dm³	DRUCKFESTIGKEIT BRUCHKRAFT to.	DRUCKFESTIGKEIT kg/cm²	Bemerkungen:
1	2.070	2.22	8.0	99.9	60 Tage
2	2.031	2.18	7.6	94.9	
3	2.066	2.21	7.6	94.9	
				$\bar{X}$ 96.6	
			Mittelwert $\bar{X}$	84.5	28 Tage
			Mittelwert $\bar{X}$	68.2	7 Tage
					alle Proben 4 h Wasserbadlagerung

DATUM und VISUM:

11. 2. 1980 Ed.
H. Kellenberger

KANT

Tagelswangen

Beilage Nr.

Labor Nr. 7873 a - e

2. Kornverteilung in Summationskurven

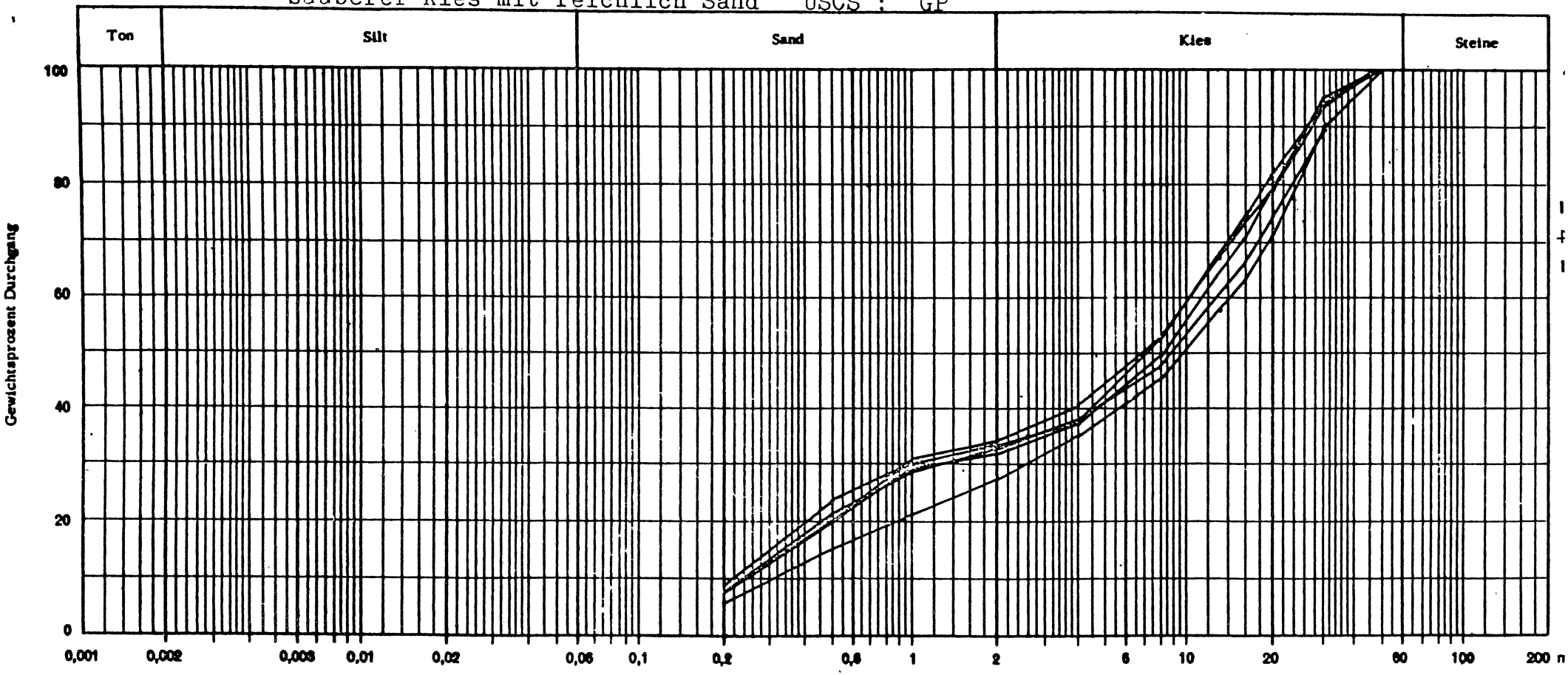
Entnahme am: 12. Februar 1980

Herkunft der Probe

N20.1.2 Versuchsstrecke Feld 3 + 4

Streubereich Kiessand für die Zementstabilisierung PC 70

sauberer Kies mit reichlich Sand USCS : GP



Zürich, den

Tiefbauamt des Kantons Zürich
Strassenbaulabor
111

UNTERSUCHUNGSRESULTATE DER

4. DRUCKFESTIGKEITSPROBEN

BAUSTELLE: N20.1.2 Versuchsstrecke
Bauteil: Versuchsfeld 3 + 4 (2. Etappe Febr. 80)

MATERIAL: 0 - 20 mm (Klepro auch 0 - 10 mm)
HERKUNFT: Jet - Beton Kloten
DOSIERUNG: 70 kg/m3 PC
VERARBEITUNG: Proctortheorie

PROBE Nr.	GEWICHT kg	RAUMGEW. kg/dm³	DRUCKFESTIGKEIT BRUCHKRAFT to.	DRUCKFESTIGKEIT kg/cm²	Bemerkungen:
1	2.145	2.30	4.3	53.7	Serie 1/ 7 Tage
2	2.143	2.30	3.6	44.9	" "
3	2.134	2.29	4.0	49.9	
4	2.161	2.32	5.0	62.4	Serie 2 "
5	2.146	2.30	6.1	76.2	" "
6	2.149	2.30	6.0	74.9	" "
7	2.156	2.31	8.5	106.1	Serie 3 "
8	2.157	2.31	7.6	94.9	" "
9	2.161	2.32	8.4	104.9	" "
		" Kleproproben für Vergleichszwecke "			
1	.546	2.19	0.7	28.4	7 Tage
2	.551	2.21	0.6	24.4	"
3	.545	2.19	0.7	28.4	"
			alle Proben 4 h Wasserbadlagerung		

DATUM und VISUM:

20.2.1980 Ed.

KANTON ZÜRICH Tiefbauamt Labor Urdorf

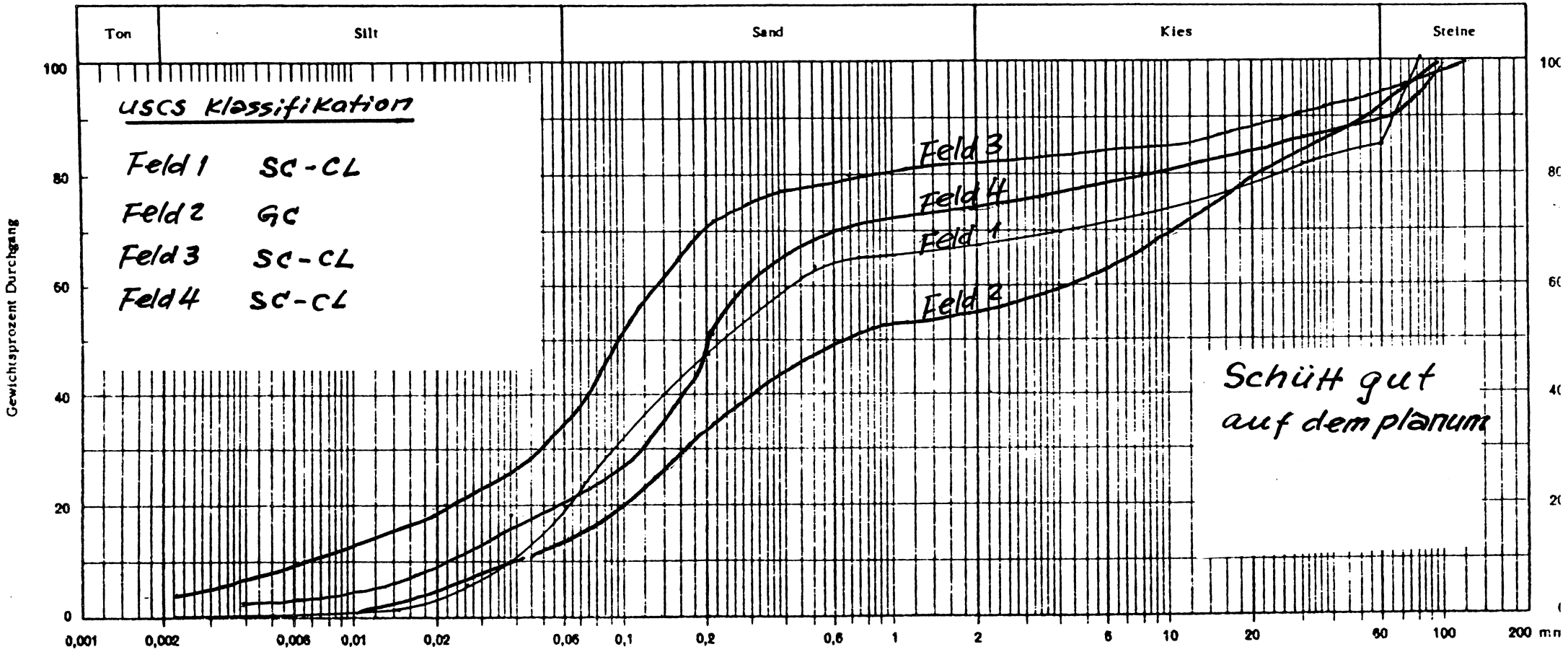
Beilage Nr.

Labor Nr. 9240

Kornverteilung in Summationskurven

Herkunft der Probe N 20.1.2 Los 2 Schüttmaterial Planum (Kalkstabilisiert)
Versuchsfeld Nr.1
Toniger Sand mit viel Kies und wenig Steinen

Probeentnahme am 3.12.1979
w_L: 32,9% w_P: 21,6% I_P: 11,3
USCS = SC-CL



Erdbaulabor Urdorf, 12.12.1979 Fe/Me/Mtz

Tiefbauamt des Kantons Zürich

Strassenbaulabor

Ingenieurbureau

Labor-Nr. 22 839

Dietikon, 23.06.80

Gemeinde: Weiningen, N 20

Strasse: Stabi-Versuchsstrecke Weiningerfeld P. 1/30

Unternehmung: Leimbacher *Feld 1-4*

Einbaudatum: 23.05.80

Aufbereitung: Tobega

Probenahme durch: S.20 TK

Mischgut-Sorte: TA **25** us

Bindemittelsorte: TB 2000

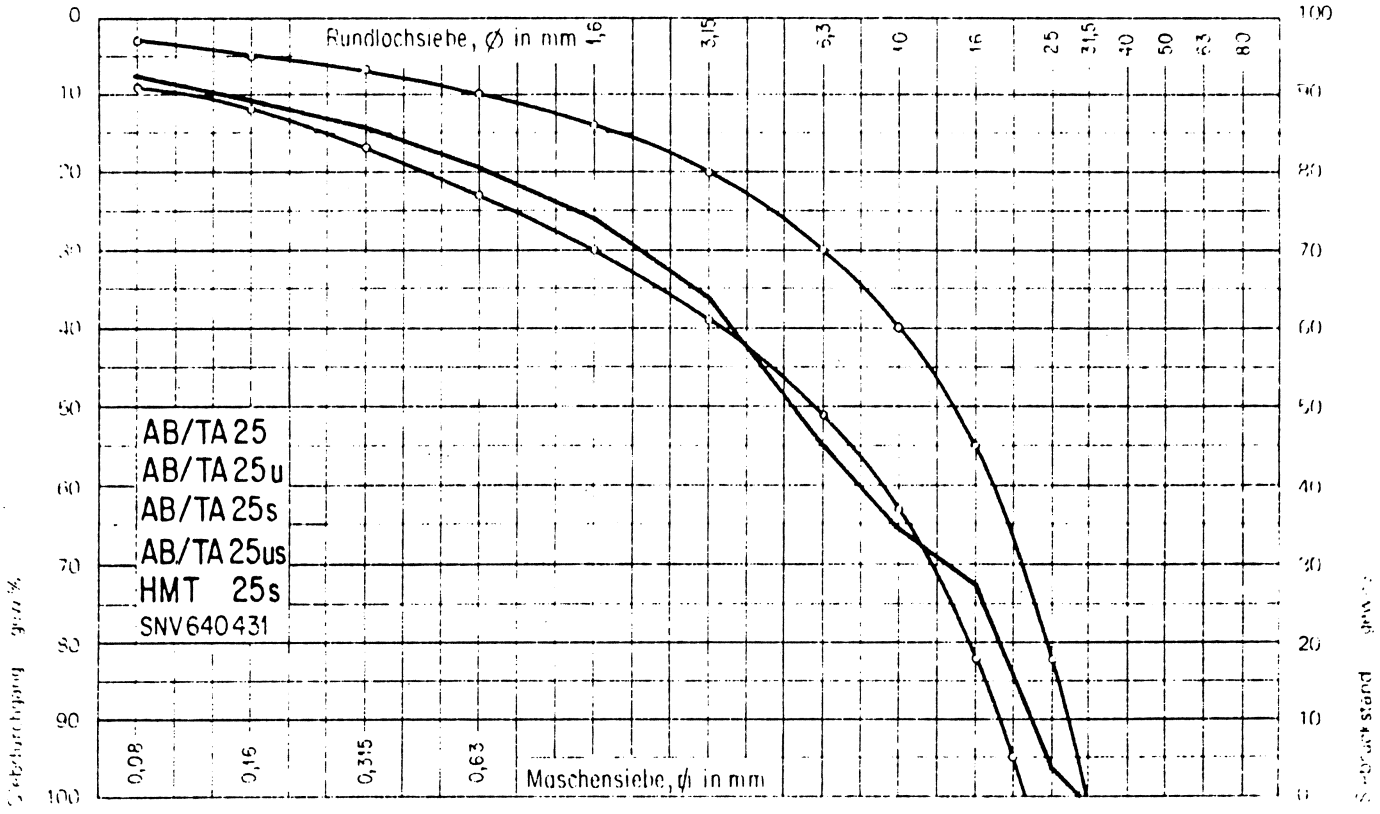
Bindemittelgehalt, löslich 4,36 gew %

Marshall-Versuch (SNV 671 969)

Raumgewicht	RM	2,403	g/cm³	Stabilität	SM	18,1	kN
Spezifisches Gewicht		2,530	g/cm³	Fliessen	FM	2,8	mm
Hohlraumgehalt	HM	5,0	vol %	Verhältnis	SM/FM	6,5	kN/mm

Kornverteilung Grösstkorn ca. 29 mm

Prüfsieb mm	31,5	25	16	10	6,3	3,15	1,6	0,63	0,315	0,16	0,08
Durchgang gew-%		96,8	72,9	65,3	55,0	36,3	26,2	19,6	14,8	10,9	7,5



Bemerkungen:

✕ Mischgut

| | Bohrung

Versuchsfelder 1-4

TIEFBAUAMT DES KANTONS ZUERICH
Strassenbaulaboratorium

N 20, Weiningen — TA 25 us — Leimbacher
Weiningerfeld — Einbau: 23.05.80
Versuchsstrecke — Bohrung: 27.05.80

Spez.Gewicht: 2.532 g/cm3

Bohr Nr.	Labor Nr.	Bohrstelle m ab	Schicht-stärke mm	haftung a/	Raum-gewicht g/cm3	Hohl-raum Vol.%	Verd. grad %	Bemerkungen
		siehe Plan						
194	22 872		70		2,152	15,0		
195	73		66		2,283	9,8		
196	74		75		2,246	11,3		
197	75		80		2,266	10,5		
198	76		67		2,291	9,5		
199	77		71		2,185	13,7		
200	78		88		2,314	8,6		
201	79		67		2,308	8,8		
202	80		70		2,304	9,0		
203	81		62		2,328	8,1		
204	82		61		2,366	6,6		
205	83		55		2,324	8,2		
206	84		72		2,189	13,5		
207	85		76		2,301	9,1		
208	86		62		2,248	11,2		
209	87		63		2,284	9,8		
210	22 888		60		2,256	10,9		

BAUAMT DES KANTONS ZUERICH

Strassenbaulaboratorium

N 20, Weiningen TA 25 us Leimbacher

Weiningerfeld

Versuchsstrecke

Einbau: 23.05.80

Bohrung: 27.05.80

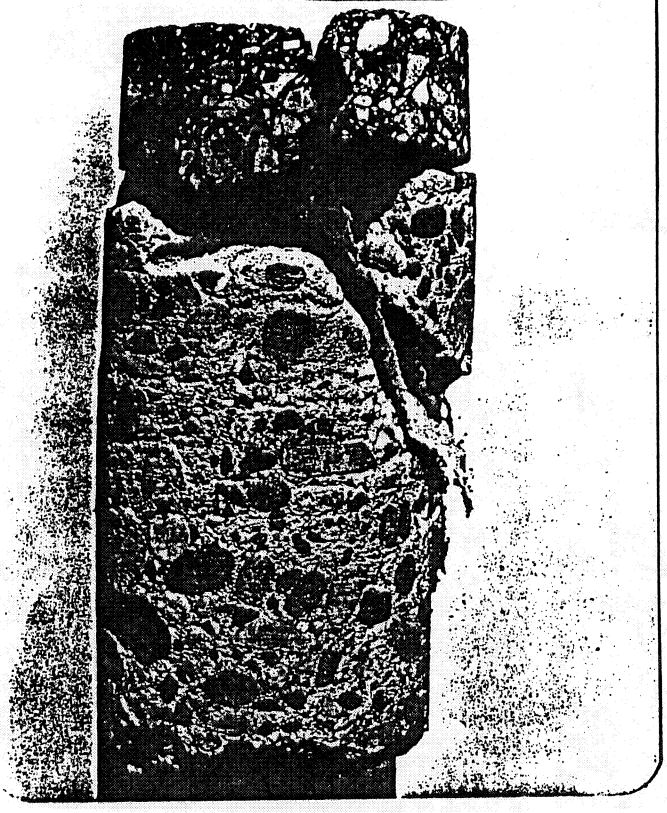
Spez.Gewicht: 2,532 g/cm3

Bohr Nr.	Labor Nr.	Bohrstelle m ab	Schicht-stärke mm	haftung a/	Raum-gewicht g/cm3	Hohl-raum Vol.%	Verd. grad %	Bemerkungen
		siehe Plan						
211	22 889		56		2,280	10,0		
212	90		76		2,286	9,7		
213	91		58		2,290	9,6		
214	92		80		2,301	9,1		
215	93		61		2,299	9,2		
216	94		82		2,371	6,4		
217	22 895		70		2,334	7,8		

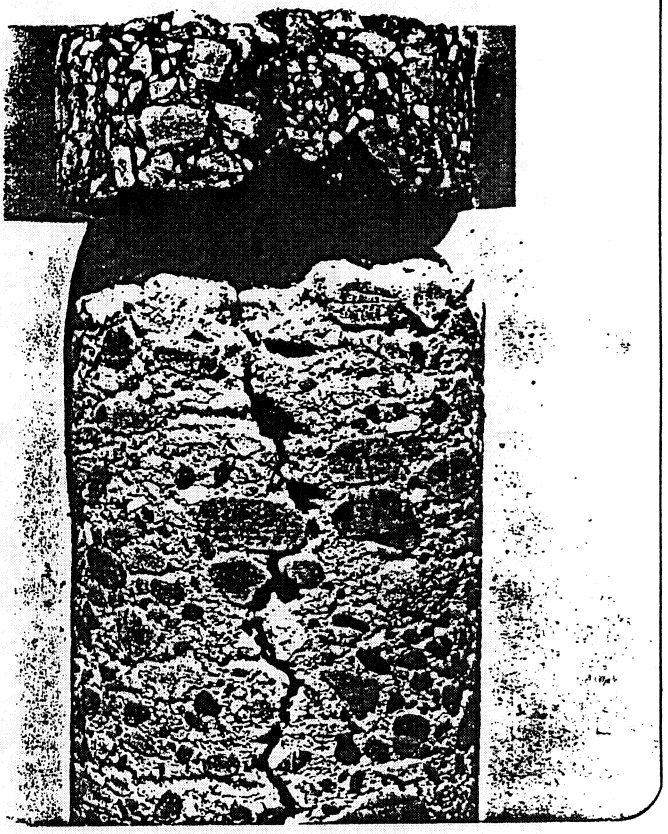
A N H A N G 4

Foto dokumentationen

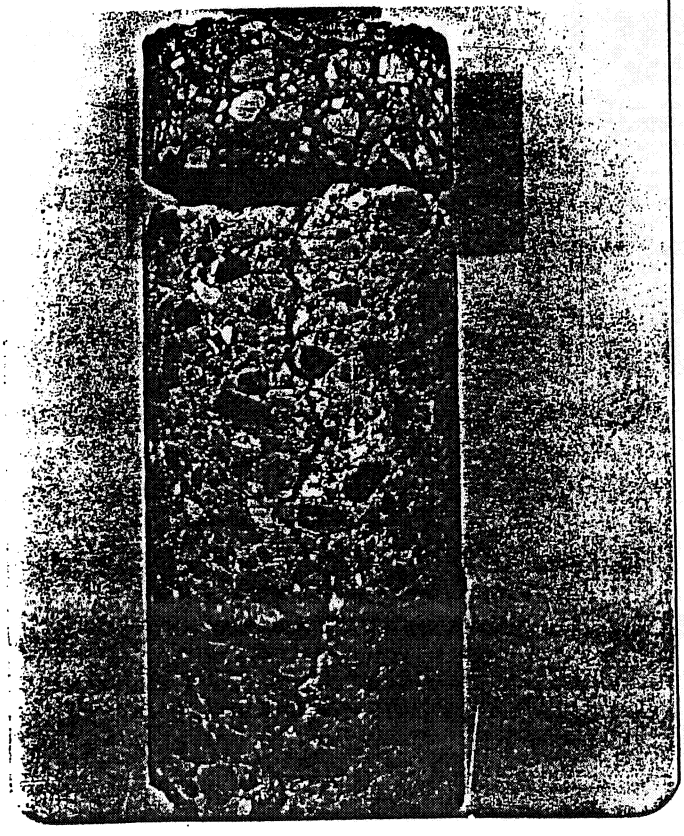
R 001



R 102



R 301

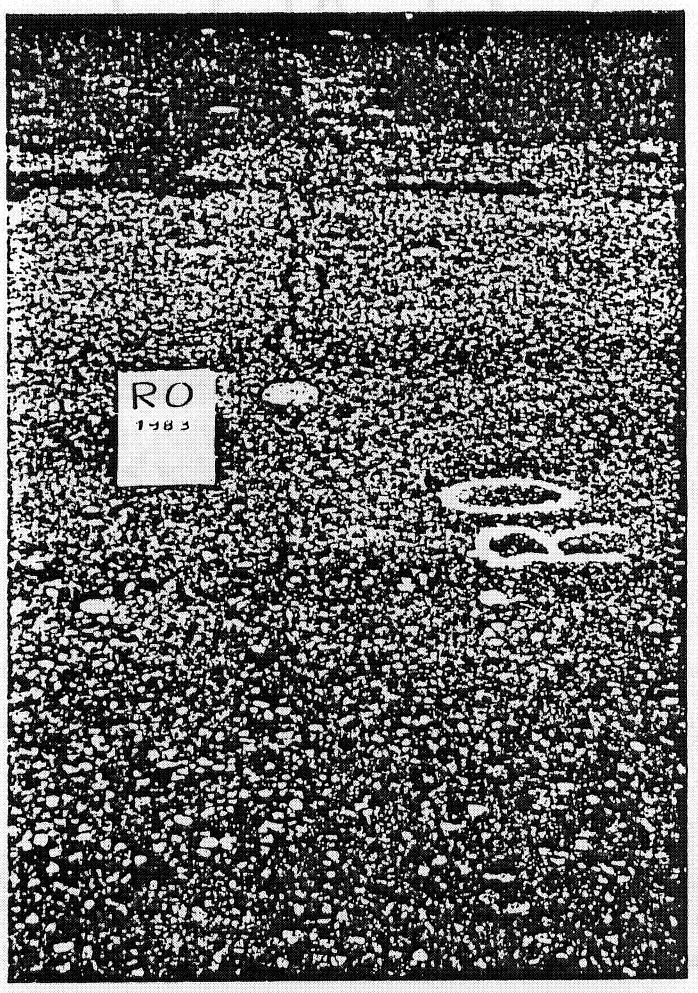


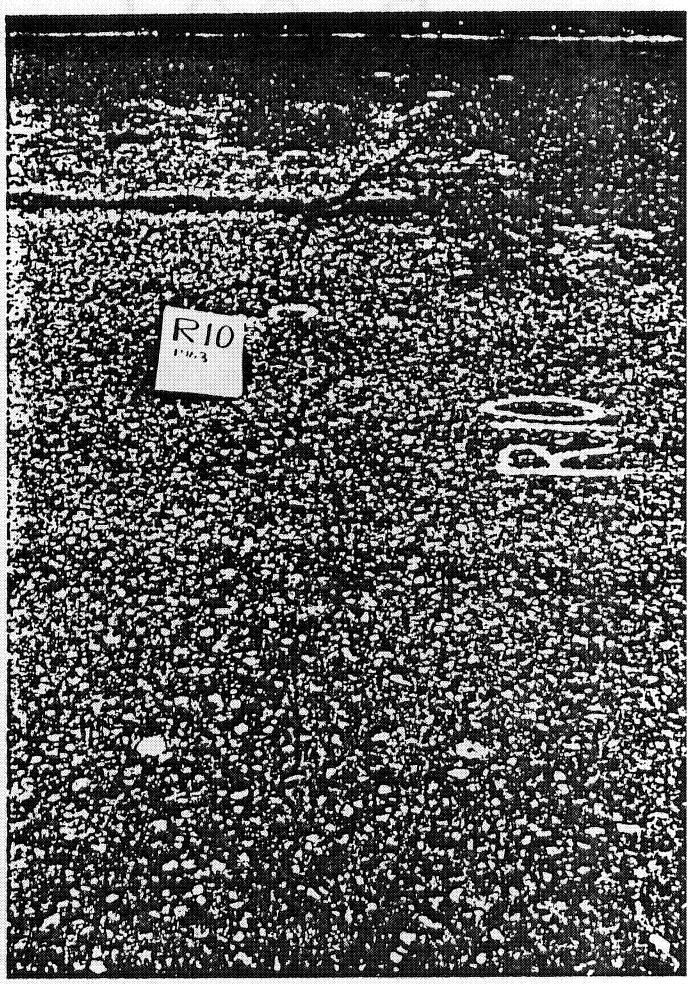
Kernbohrungen durch die Risse:

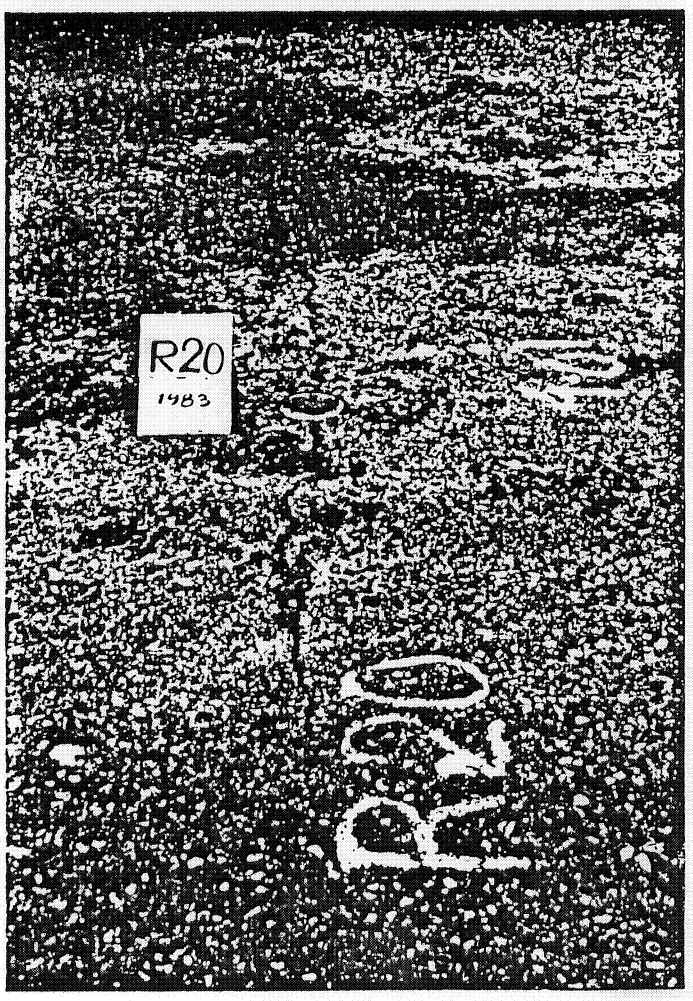
R 001: Künstlich mit einer Folie schräg eingelegter Riss Nr. R O.

R 102: Infolge Schwinden natürlich entstandener Riss Nr. R 10.

R 301: Schwindriss Nr. R 30.



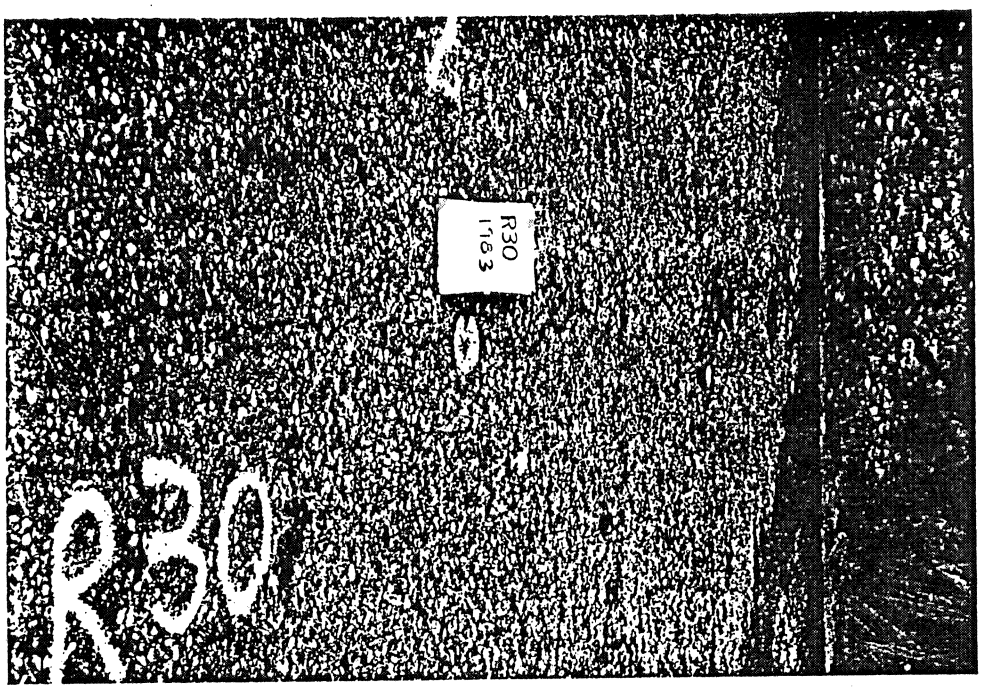




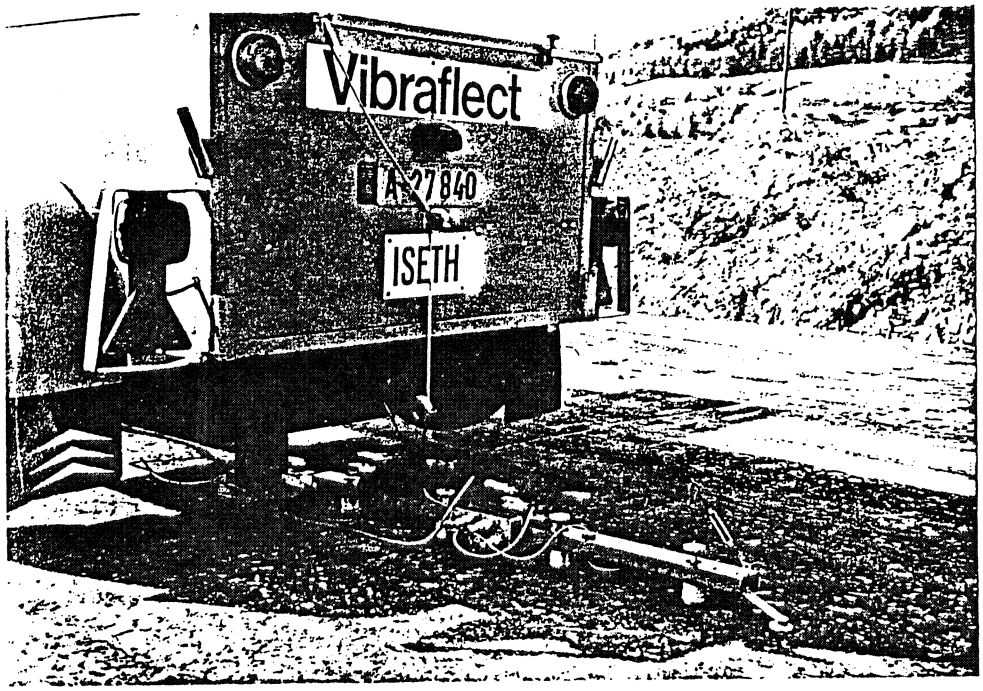
Durchgehende Querrisse an der Pistenoberfläche:

Riss Nr. R O	künstlich hergestellt
Riss Nr. R 10	natürlicher Schwindriss
Riss Nr. R 20	natürlicher Schwindriss
Riss Nr. R 30	natürlicher Schwindriss

(siehe nächste Seite)



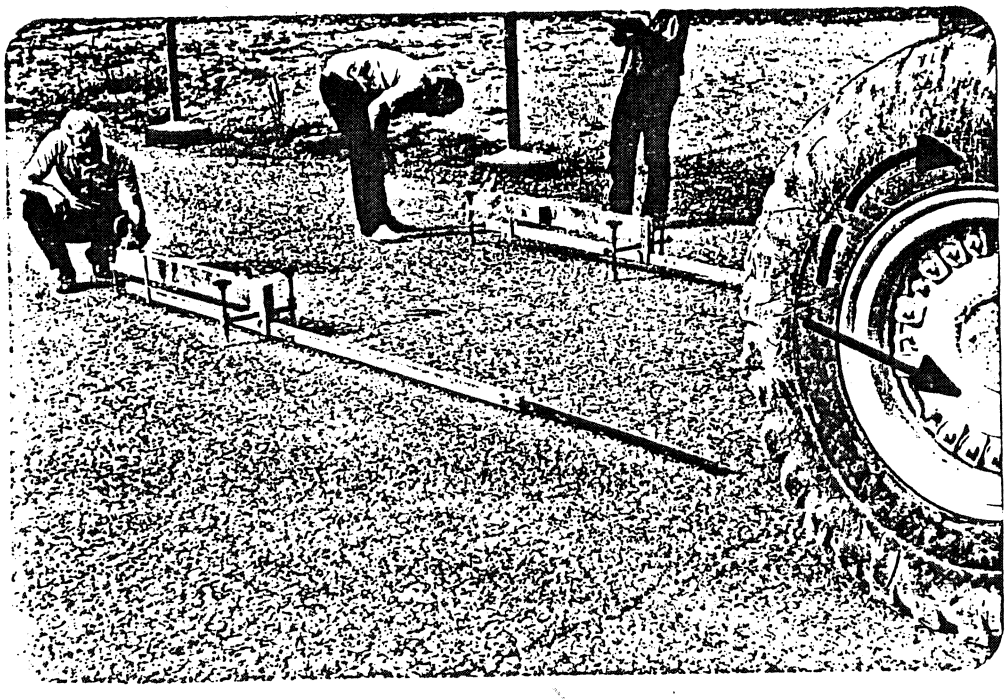
Schwindriss R 30



Dynamische Muldenmessung mit dem Vibraflect.

5 Messstellen in Abständen von 0.30 m.

Dynamische Belastung 2 kN mit konstanter Frequenz von 8 Hz.



Statische Muldenmessung mit 2 Benkelman-Balken.

Die Hinterachslast überfährt stets den Riss. Damit kann der Einfluss des Risses gemessen werden.