FORSCHUNGSSTELLE BETONSTRASSEN AG

VERSTÄRKUNG UND ERNEUERUNG VON BETONBELÄGEN

RENFORCEMENT ET RENOUVELLEMENT DES REVETEMENTS EN BÉTON DU CIMENT

EIDGENÖSSISCHES VERKEHRS- UND ENERGIEWIRTSCHAFTS-DEPARTEMENT

FORSCHUNGSAUFTRAG NR. 14/86

Wildegg Januar 1992

INHALT

	Zusammenfassung	ii
	Resumé	iii
	Einleitung	iv
1.	Verstärkung von Betonbelägen	1 - 4
2.	Verstärkungstypen	5 - 9
3.	Zustandsanalyse des bestehenden Belages	10 - 17
4.	Bemessungsverfahren	18 - 25
5.	Langzeitverhalten der Verstärkungen	26 - 28
6.	Vorschlag einer Norm für Betonverstärkungen auf Betonbelägen	29 - 41
7.	Literatur	42 - 56

BEILAGEN

A:	Oberflächenvorbereitungsmethoden	A1 - A2
B:	Art der Betonbelagsschäden	B1 - B10
C:	Formulare zur Schädenregistrierung	C1
D:	Bemessungsverfahren	D1 - D11

ZUSAMMENFASSUNG

Verstärkung ist eine weltweit bekannte Technik, mit der die Nutzungsdauer von Strassennetzen verlängert wird, insbesondere bei nicht mehr ausreichender Tragfähigkeit.

Im vorliegenden Forschungsbericht werden die heutigen Anwendungsmöglichkeiten der Verstärkungstechnik bei der Sanierung von Betonbelägen detailliert untersucht. Zudem werden aufgrund der vorliegenden Erfahrungen Richtlinien abgeleitet.

Der Bericht umfasst:

i. Einleitung

ii. Verstärkungsart (nach Beton -und Verbundtyp, Oberflächenvorbereitung, Haftmittel)

iii. Zustandsanalyse (Schäden, Methoden, Geräte)

IV. Bemessungssungsverfahren

V. Langzeitverhalten der Verstärkungen

VI. Richtlinienvorschlag

VII. Literatur

RESUMÉ

Par renforcement on entend l'augmentation de la portance résiduelle d'une structure routière en service par apport de couche(s) supplémentaire(s). Depous le début du siècle des renforcements des chaussées à l'aide de béton de ciment ont été réalisés aux Etats-Unis.

Le rapport aborde les sujets suivants:

1. Les divers types de recouvrement d'une chaussée du béton de ciment avec une couche de béton, c'est-à-dire types du béton (non armé, goujonné ou non, armé continu, etc), mode d'adhérence avec la sous-couche (adhérent, non ou partiellement adhérent).

2. Evaluation des chaussées. Cette activité peut être réalisée par une inspection visuelle, structurelle ou operationelle, laquelle permet de déterminer le valeur du coefficient de reduction C, facteur essentiel du dimensionnement.

3. Le dimensionnement des renforcements, en utilisant méthodes numériques ou des abaques d'épaisseur.

4. Le comportement des renforcements à long terme. Finalement un code de bonne pratique pour les renforcements des chaussées à l'aide du béton de ciment a été préparé.

EINLEITUNG

Am 1. Oktober 1986 hat das Bundesamt für Strassenbau die Betonstrasssen AG, Wildegg, beauftragt, einen Katalog geeigneter Verstärkungs- und Erneuerungsmethoden für Betonbeläge zu erarbeiten. Dabei sollten in- und ausländische Erfahrungen berücksichtigt werden. Das entsprechende Gesuch war der VSS-FK 273 am 30. Mai 1986 eingereicht worden.

Im Zwischenbericht 1/1990 wurde der heutige Stand der Technik bei der Verstärkung von Betonfahrbahnen aufgezeigt. Schwerpunkte des Zwischenberichts 2/1991 waren die wichtigsten Bemessungsmethoden, die Verfahren zur Oberflächenvorbereitung, die Materialien für Haftbrücken sowie die Geräte für die Zustandsanalysen von Betonbelägen.

Der vorliegende Schlussbericht besteht aus sechs Teilen:

- Allgemeine Betrachtungen über die Verstärkung von Betonbelägen (Kapitel 1)
- Verstärkungstypen (Kapitel 2)
- Zustandsanalyse bestehender Beläge (Kapitel 3)
- Dimensionierungsmethoden (Kapitel 4)
- Langzeitverhalten der Verstärkungen (Kapitel 5)
- Vorschlag von Richtlinien für Betonverstärkungen auf Betonbelägen (Kapitel 6)

1. KAPITEL

VERSTÄRKUNG VON BETONBELÄGEN

1.1. Bedeutung der Verstärkung

Strassenschäden treten auf verschiedene Art und Weise in Erscheinung. So nehmen das Lastverteilungsvermögen sowie die Widerstandsfähigkeit gegen Verformungen und Rissbildungen nach und nach ab.

Wenn dieser Schadenbildung nicht wirksam begegnet wird, tritt in der Regel eine vollständige Zerstörung des Strassenoberbaus ein, was eine Neukonstruktion nötig macht. Fortgeschrittene Schadenbildung führt aus Gründen der Verkehrssicherheit und des Fahrkomforts zu Geschwindigkeitsbegrenzungen.

Um die Lebensdauer einer Strasse zu verlängern, wird man vorerst kostengünstige Unterhaltsverfahren anwenden. Die Verstärkung des Oberbaus ist eine dieser Methoden, insbesondere, wenn die Tragfähigkeit kritisch ist.

Das Ziel der Anwendung von Fahrbahnverstärkungen besteht darin, Lösungen mit minimalen Gesamtkosten zu finden. In diesen sind die Kosten für Verstärkungs- und Unterhaltsmassnahmen ebenso enthalten wie die Kosten, die den Benutzern aus dem Betrieb der Fahrzeuge, aus Unfällen und aus Wartezeiten entstehen.

1.2. Begriffe

Eine Fahrbahnverstärkung wird in der Regel dadurch erreicht, dass auf der bestehenden Strasse einen neue Schicht eingebaut wird. Verstärkungen sind notwendig, wenn

- die Oberbautragfähigkeit ungenügend ist
- der Gebrauchszustand (Fahrkomfort) nicht mehr akzeptabel ist
- die strukturellen Schäden und Zerstörungen unzulässig gross sind
- die Verkehrssicherheit nicht gewährleistet ist
- unzulässig hohe Unterhaltskosten bevorstehen.

Eine Verstärkung saniert entweder die strukturellen oder die oberflächlichen Schäden. Das bedeutet eine höhere Tragfähigkeit sowie verbesserte Eigenschaften der Fahrbahnoberfläche (Längs- und Querebenheit, ev. Griffigkeit) und des Komforts.

1.3. Historischer Überblick

Die Anwendung von Betonverstärkungen auf in Betrieb stehenden Beton- oder Asphaltbelägen ist seit vielen Jahren bekannt.

1.3.1. Schweiz

Obwohl in der Schweiz seit mehr als sechs Jahrzehnten Betonstrassen gebaut werden, wurden Betonverstärkungen nur in einigen wenigen Fällen eingesetzt. Erstmals geschah dies zwischen 1955 und 1960 auf dem Flughafen Genf-Cointrin. Weitere Beispiele sind eine Versuchsstrecke von 56 m auf der N7 im Kanton Zürich (1960) und die 3 km lange Strecke Schottikon - Elgg der Hauptstrasse Nr. 7, ebenfalls im Kanton Zürich (1962/63).

1.3.2. Europa

Betonverstärkungen werden in vielen europäischen Ländern benutzt. Die grössten Erfahrungen sind in Frankreich und Belgien zu finden.

1.3.3. USA

In den USA kommen Betonverstärkungen seit 1913 zum Einsatz.

1.4. Wirtschaftlichkeit der Verstärkungen

Die Wirtschaftlichkeit von Fahrbahnverstärkungen wurde im Rahmen dieses Berichtes nicht eingehend untersucht. Es folgen hier lediglich einige Kostenvergleiche zwischen Beton- und Asphaltverstärkungen (Tabellen 1.1 und 1.2).

Tabelle 1.1.: Vergleich der absoluten Kosten von Betonverstärkungen als Funktion der Betonart (Umrechnung: 1 $ = 1,50 Fr.).

Betonart	**Land**	**Kosten pro m^2**
verdübelt, unbewehrt	USA	Fr. 6.50
	Frankreich	Fr. 4.30
Stahlfaserbeton ohne Bewehrung	USA	Fr. 8.80
durchlaufend bewehrt	USA	Fr. 8.00
	Frankreich	Fr. 5.90

Tabelle 1.2.: Vergleich der relativen Kosten von Beton- und Asphaltverstärkungen in verschiedenen europäischen Ländern.

Land	**Art der Verstärkung**	**rel. Konstruktionskosten**		**rel. Konstruktions- und Unterhaltskosten**	
		Beton	**Asphalt**	**Beton**	**Asphalt**
BRD	verdübelt	100	104,5	?	?
Belgien	unverdübelt	90	100	?	?
	verdübelt	100	100	?	?
	durchlaufend armiert, fugenlos	118	100	?	?
Niederlande	verdübelt	100	100	100	130
	durchlaufend armiert	107	100	100	130
Frankreich	verdübelt	100	101	100	120

Ein Vergleich zwischen Beton- und Asphaltverstärkungen ist schwierig, denn verschiedene Einflussfaktoren (Lebensdauer, Unterhaltsarbeiten) können nur schwer bestimmt werden. Aus den Tabellen 1.1 und 1.2 lassen sich dennoch die folgenden Schlüsse ziehen:

- Betonverstärkungen sind gegenüber Asphaltverstärkungen konkurrenzfähig.
- Bei geringem Verkehr ($<6 \cdot 10^6$ Achslastwiederholungen von 8,2 t) verursachen beide Methoden die gleichen Konstruktionskosten.
- Die Unterhaltskosten beeinflussen vor allem die Wirtschaftlichkeit. Allgemein gilt, dass die Gesamtkosten (Bau und Unterhalt) für Betonverstärkungen niedriger als für Asphaltverstärkungen sind.

Aus diesen Feststellungen geht hervor, dass Betonstrassenverstärkungen ökonomisch konkurrenzfähig sind.

2. KAPITEL

VERSTÄRKUNGSTYPEN

2.1. Begriffe

Betonverstärkungen sind nach Betonart und Verbundtyp gemäss Abbildung 2.1 klassifiziert; ausführlich untersucht wird in diesem Bericht der Verbund.

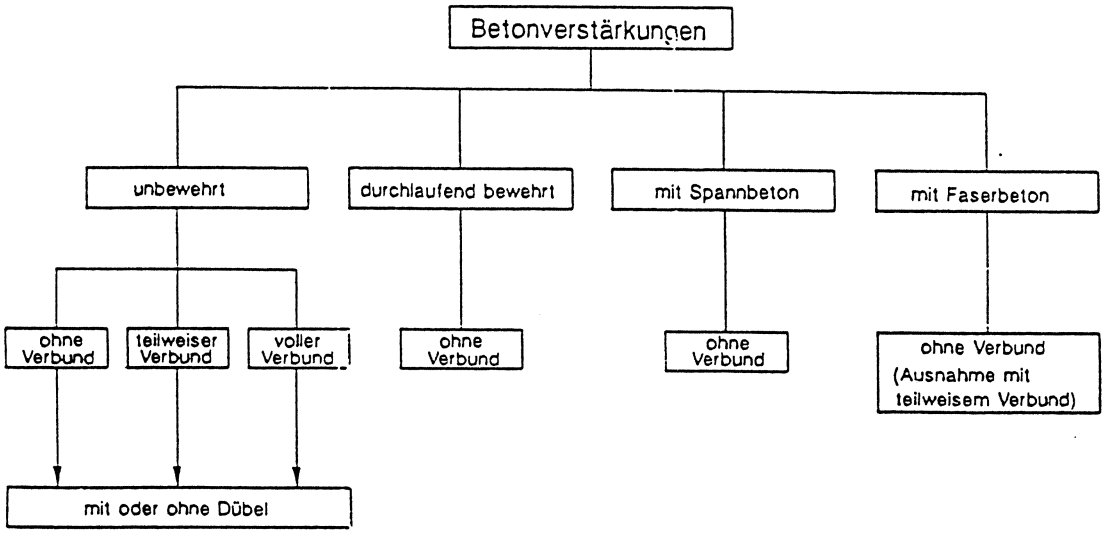


Abbildung 2.1.: Verstärkungstypen (Beton auf Betonbelag).
Von den oben erwähnten beiden Elementen wird der Verbund ausführlich untersucht.

2.2. Verbund

Die Verbindung zwischen altem und neuem Beton kann hergestellt werden durch
- eine zusätzliche Schicht, die den Verbund (bzw. die Trennung) zwischen den beiden Betonschichten verstärkt und gewährleistet.
- eine stärkere Oberflächenrauhigkeit.

Auch Kombinationen der beiden Systeme sind möglich. In Abbildung 2.2 sind die in der Literatur beschriebenen Oberflächenvorbereitungs-Varianten sowie die verschiedenen Materialien, die als Haftbrücken benutzt wurden, zusammengefasst.

Die erreichbare Rauheit ist ein sehr wichtiger Faktor für die Verfahrensbewertung. Die Anwendung der Sandfleckmethode hat zu den in Tabelle 2.1 wiedergegebenen Rauhtiefen geführt.

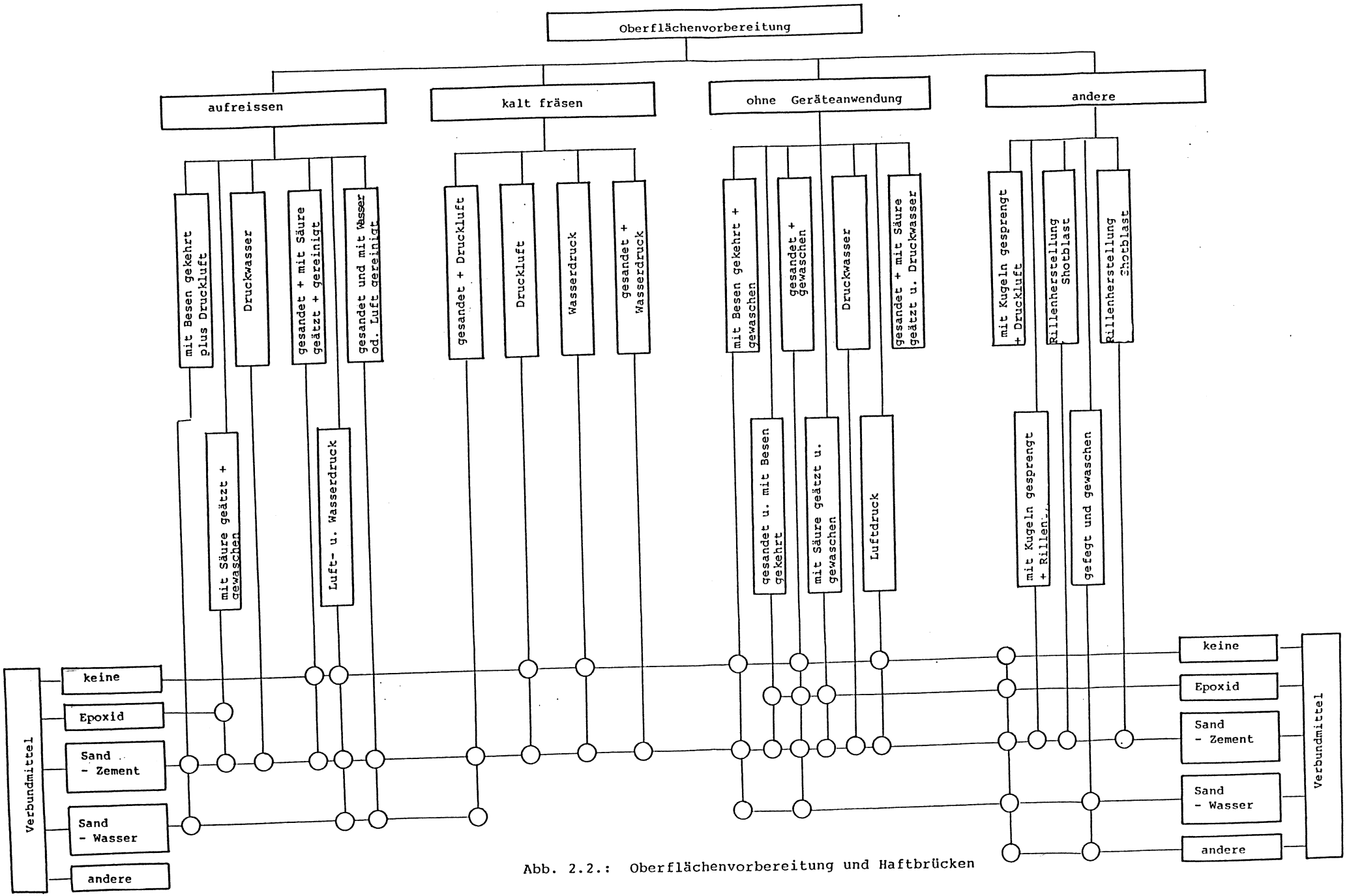


Abb. 2.2.: Oberflächenvorbereitung und Haftbrücken

Tabelle 2.1.: Rauheit als Funktion der Art der Oberflächenvorbereitung.

Bearbeitung **Rauhtiefe**	**Wasserdruck**	**gesandet**	**mit mechanischem Hammer**	**mit Kugeln gesprengt**	**keine**
maximal (mm)	0,67	0,86	0,79	0,79	0,63
minimal (mm)	0,63	0,81	0,63	0,69	0,59

Bei Verstärkungen mit Verbund ist es sehr wichtig, die Haftfestigkeit zwischen den Betonschichten zu kennen. Zu klären sind deshalb die folgenden Fragen:

- Welche Haftfestigkeit ist nötig?
- Soll die Oberfläche beim Einbau der Beschichtung nass oder trocken sein?
- Soll ein Haftmörtel verwendet werden. Wenn ja, welcher?

2.1.1. Minimale Haftfestigkeit

Allgemein gelten 2 N/mm^2 als akzeptable minimale Haftfestigkeit.

2.2.2. Nasse oder trockene Oberfläche

Sowohl die Feuchtigkeit als auch die Oberflächenvorbereitung beeinflussen die Festigkeitsentwicklung der Verstärkung stark. Aus Abbildung 2.3 geht hervor, dass eine trockene Oberfläche kein Nachteil ist.

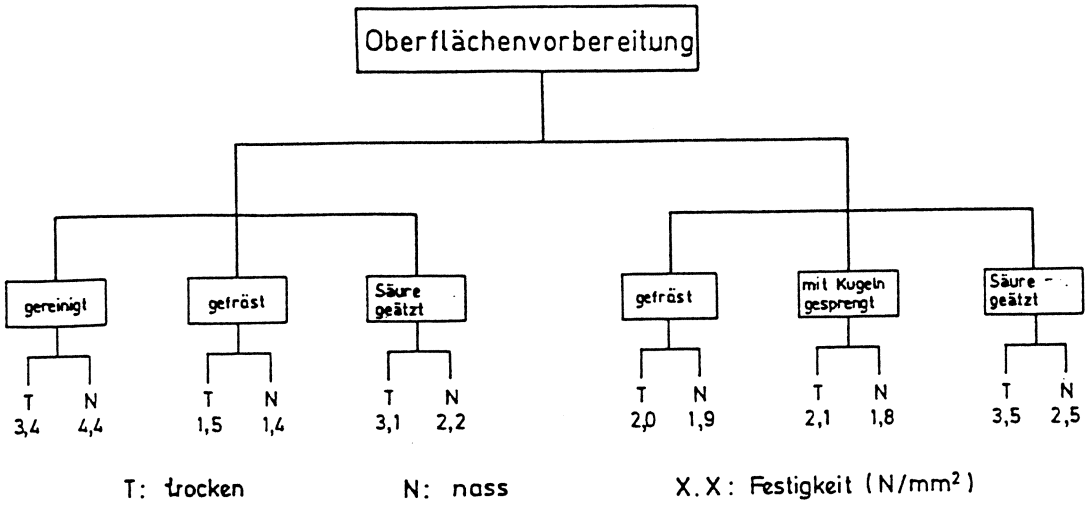
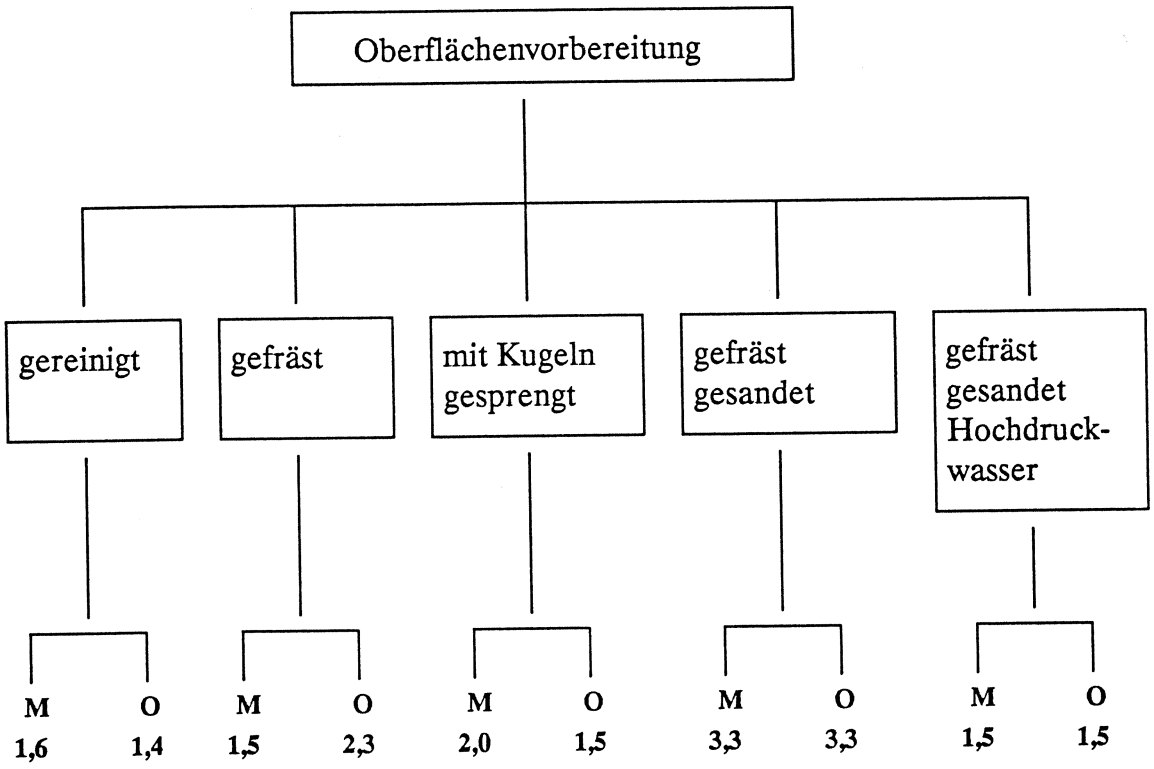


Abbildung 2.3.: Haftfestigkeit als Funktion der Oberflächennässe.

2.2.3. Verwendung eines Mörtels

Als Haftbrücken wurden Zement/Sand- oder Zement/Wasser-Mörtel benutzt. Die damit erzielten Haftfestigkeiten sind in Abbildung 2.4 zusammengestellt.



M: mit Mörtel O: ohne Mörtel Festigkeit (N/mm^2)

Abbildung 2.4.: Haftfestigkeit als Funktion des Haftbrückenmörtels.

Kunststoffmodifizierte Zementleime oder Epoxidharze geben Haftfestigkeiten zwischen 3,5 und 4,2 N/mm^2. Die hohen Kosten dieser Mörtel wirken sich allerding bei Betonstrassenverstärkungen prohibitiv aus. (Ausführlichere Informationen enthält *Beilage A.*)

2.2.4. Entwicklung der Haftfestigkeit

Die Haftfestigkeitsentwicklung ist wichtig für die erwartete Lebensdauer der Verstärkung (Abbildung 2.5).

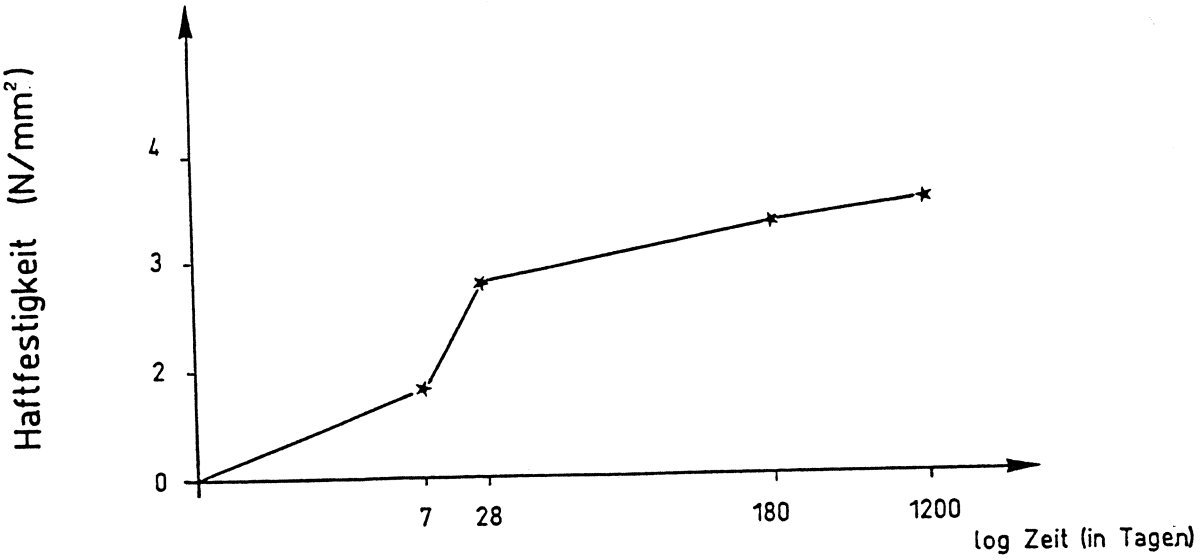


Abbildung 2.5.: Entwicklung der Haftfestigkeit.

2.2.5. Beurteilung der Vorbereitungsarten

Aufgrund der vorstehenden und der im Zwischenbericht 2/1991 aufgeführten Resultate gilt:

- Die Erfahrung im Verstärkungsbau ist gross, besonders in den USA, wo man dieses Verfahren seit rund 80 Jahren anwendet.
- Die Festigkeitsresultate im Labor sind immer besser als diejenigen in situ.
- Die verschiedenen Vorbereitungsverfahren führen zu signifikanten Unterschieden in der Haftfestigkeit.
- Faktoren wie Temperatur, Erfahrung des Personals usw. spielen eine grosse Rolle.
- Im zeitlichen Verlauf nimmt die Festigkeit zu. Schwankungen hängen von den Anwendungsbedingungen und dem Haftbrückenmaterial ab.
- Die verschiedenen Oberflächenvorbereitungsarten führen zu unterschiedlichen Rauheiten.
- Die Wasserdruckmethode gibt die schlechtesten Rauhheitswerte. Das Sandstrahlen, das kaum umweltfreundlich ist, führt andererseits zu sehr guten Rauhheiten.

3. KAPITEL

ZUSTANDSANALYSE DES BESTEHENDE BELAGES

3.1. Einleitung

Der Belagszustand ist einer der wichtigsten Faktoren bei der Dimensionierung von Verstärkungen. Die verschiedenen Methoden zur Zustandsanalyse - sie sind durchwegs zerstörungsfrei - umfassen

- Messungen der Befahrbarkeit (Ebenheit, oberflächliche Schäden usw.)
- Messungen der Belagstragfähigkeit.

In Tabelle 3.1 sind die in verschiedenen Ländern angewandten Untersuchungsmethoden nach der Art der Betrachtung - visuell, strukturell und operationell - aufgeschlüsselt.

Tabelle 3.1. In verschiedenen Ländern angewandte Untersuchungsmethoden.

Land / Methode	B	DK	BRD	F	SF	GB	I	J	NL	N	S	E	USA	CH
operationell	*		*				*	*	?		*	?	*	
visuell		*	*		?	*	*	*	*	*	*	*	*	*
strukturell	*	*		*	*		*	*	*	*	*		*	*

? = nicht speziell angegeben

3.2. Visuelle Betrachtung

Der visuelle Aspekt eines Belages ist auf den oberflächlichen Schäden basiert.
Die wichtigsten visuell feststellbaren Schäden sind in *Beilage B* nach Typen klassifiziert. Bei ihrer Ermittlung werden verschiedene Methoden angewendet; das Formular in Beilage C illustriert eines der Verfahren.

Zur Beschreibung des Zustandes eines Betonbelages nach visuellen Kriterien wurden verschiedene analytische Gleichungen aufgestellt.

Ein Beispiel ist das französische Verfahren, bei dem der Belagszustand nach der folgenden Gleichung bestimmt und nach Tabelle 3.2 klassifiziert wird:

$F = 3x + 2(y + z) + u + w$

x: zerbrochene Platten mit mehr als zwei Rissen (%)
y: Platten mit Querrrissen (%)
z: Platten mit Längsrissen (%)
u: Platten mit Schrägrissen (%)
w: Platten mit kleinen Rissen in den Ecken (%)

Tabelle 3.2. Klassifizierung des Belagszustandes nach dem französischen Verfahren.

F-Wert	< 10	11-20	21-30	31-50	51-80	>80
Belags-zustand	ausgezeichnet bis sehr gut	gut	mässig	mangelhaft	schlecht	nicht brauchbar

3.3. Operationelle Betrachtung

Zur operationellen Bewertung eines Betonbelages dienen der Befahrbarkeitsindex, der Index des Belagszustandes sowie der Ebenheitsindex. Der *Befahrbarkeitsindex* (PSI - Present Serviceability Index) wird durch die Gleichung

$$PSI = 5{,}41 - 1{,}78 \log (1 + SV) - 0{,}09\sqrt{c + p}$$

bestimmt, wobei SV : Längsprofilneigungsvarianz
c : Risse (ft/1000 ft^2)
p : Flickstellen (ft^2/1000 ft^2)

Der *Index des Belagszustandes* (PCI - Pavement Condition Index) wurde für Flugpisten definiert, ist aber auch für Betonstrassen einsetzbar (Tabelle 3.3).

Tabelle 3.3. Belagszustand als Funktion von PCI-Werten.

PCI-Wert	100-85	84-71	70-56	55-41	40-26	25-11	10-0
Belags-zustand	ausgezeichnet	sehr gut	gut	mässig	mangelhaft	schlecht	unbrauchbar

Ebenheiten lassen sich mit verschiedenen Geräten messen. Beispiele sind Bump-Integrator, Winkelmesser und ARAN-Gerät.

3.4. Strukturelle Betrachtung

3.4.1. Begriffe

Die strukturelle Betrachtung basiert auf Messungen, die den Belagszustand aufgrund der Tragfähigkeit bestimmen. Seit einigen Jahren erfolgt die strukturelle Bewertung von Belägen mittels zweier Typen von Deflektionsmessungen:

- Die statische Deflektion ist die Vertikalverschiebung eines Punktes der Strassenoberfläche, wenn eine Radlast mit geringer Geschwindigkeit über diesen Punkt rollt.

- Die dynamische Deflektion ist die vertikale Verschiebung eines Punktes auf der Strassenoberfläche unter der Wirkung einer sinusförmig aufgebrachten Last.

3.4.2. Deflektionsmessungen

In den letzten zehn Jahren wurden statische und dynamische Deflektionsmessmethoden ungefähr gleich häufig verwendet. Eine Auswahl der in verschiedenen Ländern eingesetzten Messgeräte ist in Tabelle 3.4. enthalten.

Tabelle 3.4. Deflektionsmessgeräte in verschiedenen Ländern.

Gerät	B	DK	BRD	SF	F	GB	IRL	I	J	NL	H	S	E	USA	CH	Messungstyp
Deflekto-graphen**	+			+	+	+		+		+	+	+	+	+	+	S
Benkel-man-Balken		+	+	+		+	+	+		+	+	+	+	+	+	S
Fallge-wichts-Deflekto-meter			+							+			+	+	+	D
Dynaflect			+						+	+	+			+		D
Road Rater								+						+		
Lastplatte	+	+	+	+					+	+	+	+				S
Fallhammer															+	D

* S = Statische Messungen
D = dynamische Messungen

** verschiedene Typen

Die Resultate der Deflektionsmessungen mit unterschiedlichen Geräten sind erst nach entsprechenden Umrechnungen (Korrelationskoeffizienten in Tabelle 3.5) miteinander vergleichbar.

Tabelle 3.5. Korrelationskoeffizienten für Deflektionsmessgeräte

Gerät	La Croix Deflektograph	Benkelman-Balken	Dynaflect	Fallgewichts-deflektometer
La Croix-Deflek-tograph	0,95 - 0,96		0,94	0,95
Benkelman-Balken	0,94		0,91	?
Dynaflect	0,95	0,91		0,93
Fallgewichts-deflektometer	0,95 - 0,96	?	0,93	

3.4.2.1 Statistische Genauigkeit

Deflektionsmessungen sind erst nach einer Korrektur für die Dimensionierung von Belägen benutzbar:

$d_c = \bar{d} + f \cdot s$

d_c : Dimensionierungswert

$\bar{d}$: Mittelwert

s : Standardabweichung

f : Koeffizient (aus Tab. 3.6)

Tabelle 3.6. f-Werte für Deflektionsmessungen.

Vertrauensbereich	50	75	80	85	90	95	97,5	99,0
f	0	0,674	0,842	1,063	1,282	1,645	1,960	2,326

Wenn die gemessenen Deflektionen höher als der massgebende Wert d_c sind, werden zusätzliche Messungen durchgeführt.

3.4.3. Krümmungsradius als Kriterium des Belagszustandes

Eine neue Tendenz in der Beschreibung des Belagszustandes ist die Verwendung des Krümmungsradius der deformierten Oberfläche. Krümmungsradius lässt sich nach einem europäischen (Abbildung 3.1) und einem amerikanischen Verfahren (Abbildung 3.2) bestimmen. Beim amerikanischen Verfahren gilt auch bei Zweischichtsystemen.

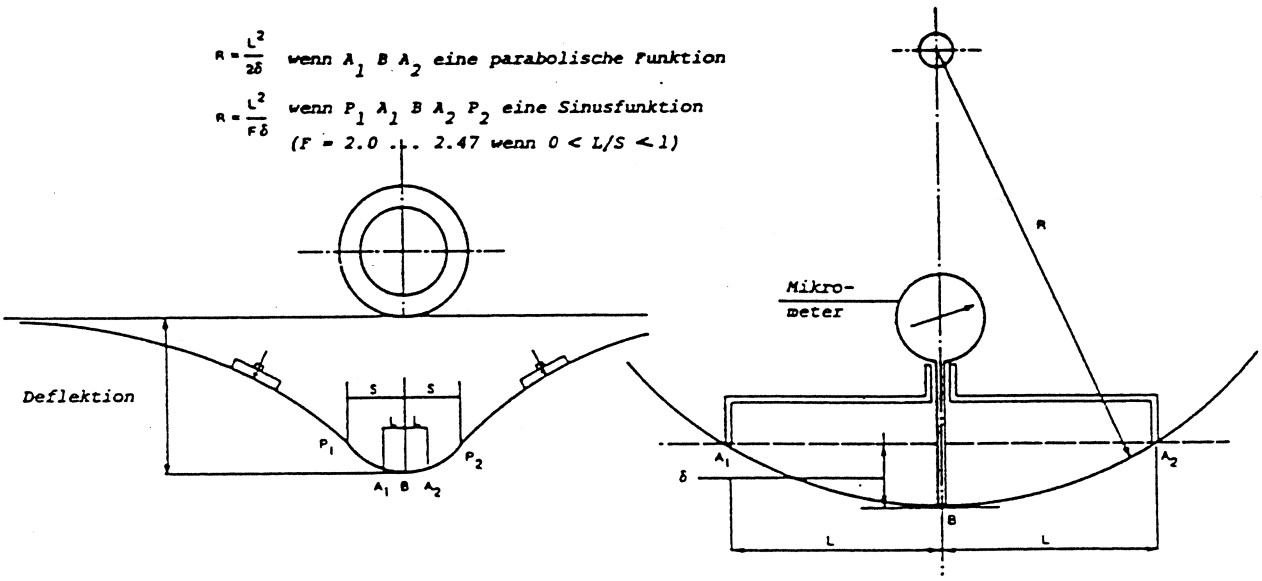
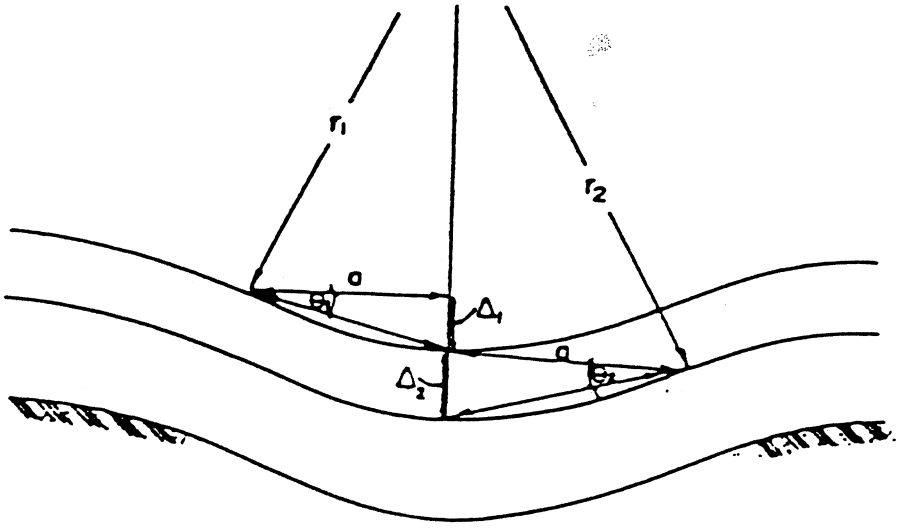


Abbildung 3.1. Bestimmung des Krümmungsradius nach dem europäischen Verfahren.



Abstand $a = tg\Theta_2/tg\Theta_1 = r_1/r_2$.

Abbildung 3.2. Bestimmung des Krümmungsradius nach dem amerikanischen Verfahren.

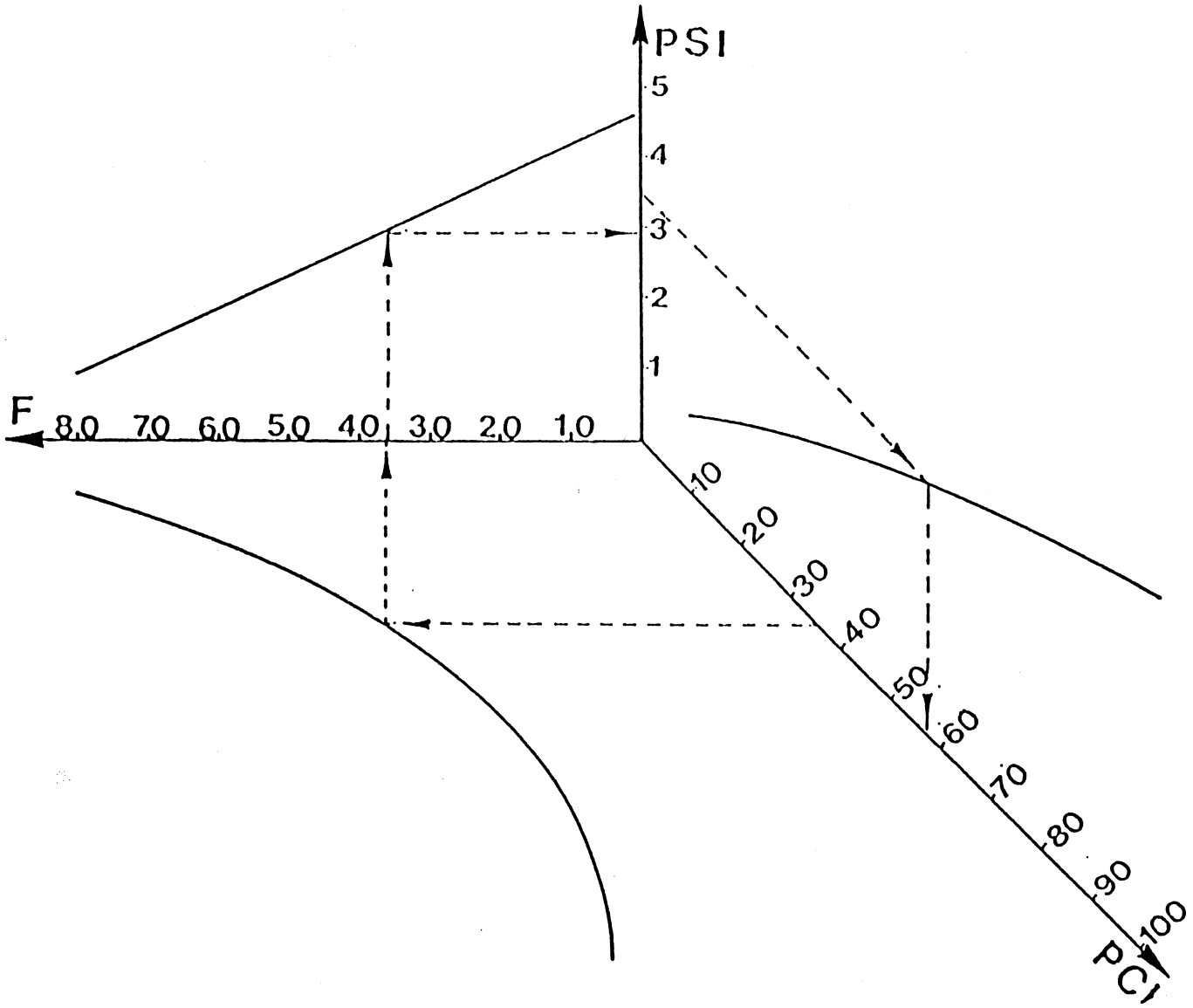


Abbildung 3.3. Korrelation zwischen PCI, PSI und F.

3.4.4. Auswertung des Belagszustandes

Aus *Deflektionsmessungen* wird der Belagszustand aufgrund von Tabellen (Beispiel: Tabelle 3.7) bestimmt.

Tabelle 3.7. Deflektionen und entsprechende Belagszustände.

Deflektion mm • 10^{-1}	**B e l a g s z u s t a n d**
0.0 - 0.2	guter Belag
0.2 - 0.3	mässiger Zustand des Belages wahrscheinlich erscheinen Tragfähigkeits-probleme
0.3 - 0.5	Schwache Tragfähigkeit
>0.5	kritischer Zustand

Aus *Krümmungsradien*: Beläge, deren a = 1 ist, sind verformt, a >1 weist auf einen Defekt in der oberen, a < 1 auf einen Defekt in der unteren Schicht hin.

Aus *visuellen oder operationtellen Messungen* wird der Belagszustand durch die Korrelation zwischen den Messungen und dem Koeffizienten c der wesentlichen Dimensionierungsgleichung abgeleitet. (Kapitel 4)

3.4.5. Korrelation zwischen Befahrbarkeits-, Ebenheits- und Oberflächenschädenmessungen

Korrelationen zwischen den verschiedenen visuellen und operationellen Belagszustandindizes sind von grosser Bedeutung für die Zustandsanalyse und die Dimensionierung der Betonverstärkungen.

Aus der Regressionsanalyse mit einem statistischen Programm der Betonstrassen AG resultierten die in Tabelle 3.8 wiedergegebenen Korrelationsgleichungen sowie deren grafische Darstellung in Abbildung 3.3.

Tabelle 3.8. Korrelationen zwischen PCI, PSI und F.

gegebener Wert	Korrelationsgleichung	Korrelationskoeffizient (r^2)
PCI	$PSI = 0{,}2142424\ PCI^{0.685246}$	0,996
	$F = 122{,}33\ e^{-0{,}0351\ PCI}$	0,990
PSI	$PCI = 9{,}626\ PSI^{1{,}11662}$	0,996
	$F = 97.291\text{-}21{,}148\ PSI$	0,993
F	$PCI = 101{,}242\ e^{-0{,}0296\ F}$	0,967
	$PSI = 4{,}579\text{-}0{,}0457\ F$	0,991

Zwischen der Ebenheit s_w und dem Befahrbarkeitsindex PSI gilt die folgende Gleichung

$$PSI = 5.1 - 0.42\ s_w$$

Durch Regressionsanalyse lassen sich auch Beziehungen zwischen der Ebenheit und dem Fahrkomfortindex (RCI) bzw. zwischen der Befahrbarkeit -und dem Fahrkomfortindex bestimmen

$$RCI = 4.75 - 0.522\ s_w + 0.0415\ s^2_w$$

$$PSI = -2.579 + 5.048 \ln (RCI)$$

4. KAPITEL

BEMESSUNGSVERFAHREN

4.1. Einleitung

Die vorhandenen Dimensionierungsmethoden werden folgendermassen klassifiziert:

- Kataloge der minimalen Dicken
- empirische Methoden
- analytische Methoden
- mechanistische Methoden

Empirische und analytische Methoden wurden seit 30 Jahren verwendet. Gegenwärtig besteht eine Tendenz, mechanistische Methoden einzusetzen, die dank neuer Bemessungsverfahren (z.B. Finite Elemente, Computertechnik) entwickelt werden konnten.

Kataloge der minimalen Dicke enthalten die massgebenden Dicken, die vom Belagstyp, von der Verkehrsdichte und der Tragfähigkeit des Untergrundes abhängen. Die vorgeschlagenen Werte legen die minimalen strukturell notwendigen Verstärkungsdicken fest.

Empirische Methoden basieren auf Messungen der Tragfähigkeit, des gegenwärtigen und zukünftigen Verkehrs sowie des strukturellen Belagszustandes. Zwischen diesen Faktoren wurde eine mathematische Beziehung entwickelt, mit der die Verstärkungsdicke bestimmt werden kann.

Analytische Methoden basieren ebenfalls auf Messungen des Verkehrs, der Tragfähigkeit und des strukturellen Fahrbahnzustandes. Das analytische Modell ermöglicht eine vollständige oder restriktive Berechnung der Verstärkungsdicke. Dimensionierungsmethoden für neue Strassen können ebenfalls eingesetzt werden. Zwischen empirischen und analytischen Methoden besteht kein klarer Unterschied.

Mechanistische Methoden geben bei Dickenbestimmungen eine vollständige Annäherungslösung. Sie benutzen die Reaktion des Belages (Spannungen und Deformationen) als Hauptbemessungssysteme. Die Korrelation zwischen Belagsreaktion und Lastwiederholung ermöglicht die Bestimmung der Restlebensdauer des Belages. Zusätzlich kann auch kontrolliert werden, ob die ausgewählte Dicke ausreichend ist.

4.2. Bemessungsverfahren

4.2.1. Begriffe

Die Bemessung der Dicke einer Verstärkung ist gleichbedeutend mit der Bemessung der Dicke eines neuen Belages. Am häufigsten wird dabei die Gleichung der "US Corps of Engineers" benutzt:

$h_v^n = h^n - c \cdot h_b^n$

h_v : Verstärkungsdicke

h : ideale Dicke eines Oberbaus

h_b : Dicke des bestehenden Belages

c : vom Belagszustand abhängiger Koeffizient

n : vom Verbundtyp abhängiger Exponent

Es ist offensichtlich, dass jede Methode für die Bemessung einer neuen Betonstrasse zur Bestimmung der Dicke h anwendbar ist.

4.2.2. Bestimmung des Exponenten n

Der n-Wert ist vom Verbundtyp abhängig (Tabelle 4.1).

Tabelle 4.1. Angewandte n-Werte

Verbundtyp	n-Wert	Modifizierung des Hauptwertes
ohne Verbund	2	nach "Portland Cement Association" $h_v^2 = h^{1,87} - c\ h_b^2$
teilweiser Verbund	1,4	
mit Verbund	1	

4.2.3. Der Koeffizient c

Als Orientierungswerte werden die c-Werte in Tabelle 4.2 benutzt.

Tabelle 4.2. Orientierungswerte für den Koeffizienten c.

Belagszustand	c
sehr gut	1,0
ohne strukturelle Zerstörung oder Eckenrisse	0,75
stark gerissene Platten	0,35

In Kapitel 3 wurde der Belagszustand mittels Schadenuntersuchungen, Deflektionsmessungen usw. bestimmt. Die American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) hat ein Nomogramm (Abbildung 4.1) entwickelt, das den PCI-Wert mit dem Koeffizienten c korreliert.

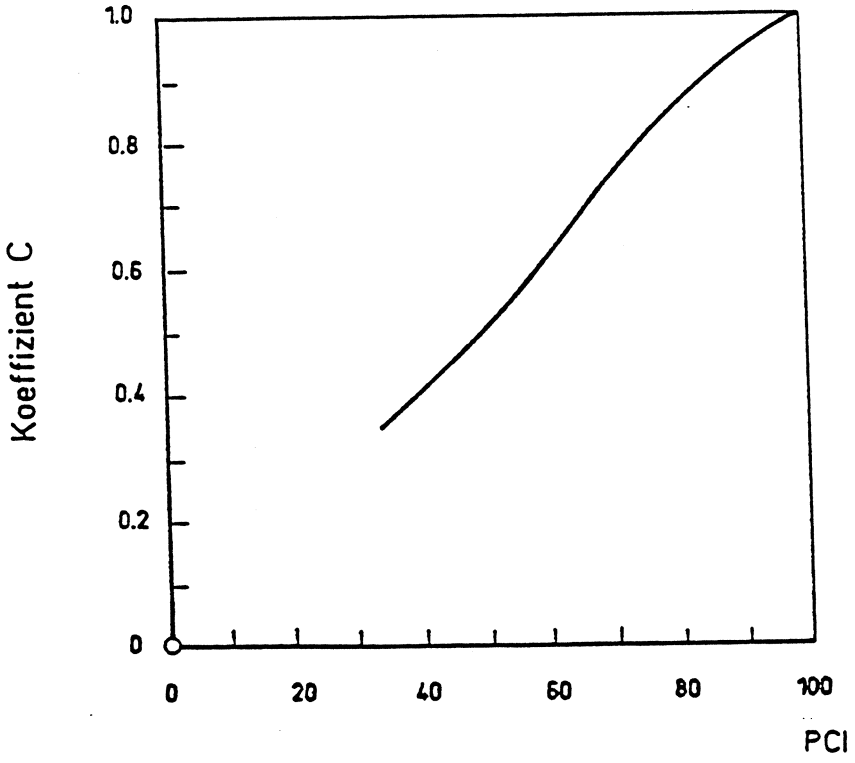


Abbildung 4.1. Korrelationsnomogramm zwischen c und PCI.

Eine numerische Lösung des Nomogramms ist

$$c = 0{,}809146\ PCI^{1{,}032}\ (r^2 = 0{,}945)$$

Unter Verwendung dieser Gleichung sowie der Tabelle 3.8 lassen sich die Vergleichswerte in Tabelle 4.3 ableiten.

Tabelle 4.3. Vergleich zwischen PSI, F und c.

c	entsprechender PSI - Wert	entsprechender F - Wert
1,00	5.00 bis 4,51	< 10
0,75	4,50 bis 3,50	10 bis 20
0,35	3,00 bis 2,00	25 bis 50

4.2.4. Dimensionierungsmethoden

4.2.4.1. Kataloge der minimalen Dicken

Minimale Verstärkungsdicken nach verschiedenen Dimensionierungskatalogen sind in der Tabelle 4.4 zusammengefasst, (Seite 22).

4.2.4.2. Bemessungsverfahren

Die heute gebräuchlichen Bemessungsmethoden für Betonverstärkungen auf Betonbelägen sind in Tabelle 4.5 wiedergegeben, (Seite 23). In Beilage D werden die folgenden Methoden ausführlich beschrieben:

- AASHTO
- Renner
- Hutchinson
- CRR.

4.2.4.3. Beurteilung der Bemessungsverfahren

Aufgrund der vorgestellten Bemessungsverfahren für Betonverstärkungen auf Betonbelägen heben wir hervor:

- Die Existenz zahlreicher Methoden erschwert die Wahl der am besten geeigneten Methode.
- Die Gleichung des "Corps of Engineers" ist die universellste. Durch verschiedene Modifikationen wurde versucht, die Bemessungsprozedur zu verbessern.
- Die Dimensionierungsmethoden nach AASHTO, Renner und Hutchinson weisen im Vergleich zur ursprünglichen Gleichung des "Corps of Engineers" die folgenden Vorteile auf:

Tabelle 4.4: Minimale Dicken (in mm) als Funktion der Bewehrung und des Verbunds.

No.	Land	Jahr	Typ des Betons						Bemerkungen
			unbewehrt		durchlaufend bewehrt		leicht bewehrt		mit Fasern
			mit	ohne	mit	ohne	mit	ohne	ohne
1.	USA Lokken	1981	-	150	-	150	-	125	-
	Martin	1982	- 520-280[1] oder 140-102[3]		- -	- -	- -	- -	- -
	diverse Staaten[2]	1980	51-76[3]	176-102[3]	-	127-152[3]	-	127-152[3]	-
	ACI	1975	25	127	-	-	-	-	-
	Corps of Engineers	1970	50	152	-	-	-	102	-
	PCA	1975	-	127	-	152	-	127	-
	U.S. Steel Corporation	?	-	-	-	76	-	-	-
	Knutson	1985	-	-	75	100	-	-	-
	Tayabji Okamoto	1981	50	152	-	-	-	-	-
2.	Frankreich	1978	180[3]-200[3]	200[3]-230[3]	160[3]-180[3]	180[3]-200[3]	-	-	-
		1984	-	160[1]-250[1]	-	-	-	-	-
		1987		180	-	-	-	-	-
3.	Belgien	1984	-	150[1]-230	-	150[1]-200	-	-	-
		1987	-	-	-	120	-	-	100
4.	Luxembourg	1984	-	160	-	-	-	-	-
5.	BRD	1987	-	220	-	-	-	-	-
6.	DDR	1987	-	80-250[1]	-	-	-	-	-
7.	Japan	1987	-	-	-	-	-	-	50-80

1. Vom Verkehr und der Tragfähigkeit abhängig.
2. California - Jowa - Michigan - Mississippi - N.Carolina - Texas
3. Min. - Max. der minimalen Werte. Diese Werte sind von dem Verkehr abhängig.

Nr.	Name	Kategorie	Literatur	Kurze Beschreibung und Bemerkungen
1.	Corps of Engineers	empirisch	11, 12	Anwendung der Gleichung $H_v^n = (H^n - c \cdot H_b^n)$ Die Kenntnis vom Verkehr und Belagszustand ist notwendig.
2.	Tayabji-Okamoto	empirisch	13	Benutzung der vorangehenden Gleichung. Bemessung der Dicke nach Nomogrammen.
3.	Renner	empirisch	6	Benutzung eines Verminderungsfaktors (R) in der Gleichung $H_v^n = (H^n - c\ H_b^n)$ Bemessung der Dicke nach Nomogrammen (graph. Lösung der Gleichung).
4.	Army and Air Force	empirisch	14	Anwendung der modifizierten Hauptgleichung $H_v^{1,4} = (H^{1,4} - c \cdot H_b^{1,4})$ (nur für teilweisen Verbund).
5.	PCA	empirisch	15	Bemessung der Dicke nach Nomogrammen. Die folgende modifizierte Gleichung wird für Verstärkungen mit teilweisem Verbund benutzt: $H_v^2 = (H^{1,87} - c\ H_b^2)$
6.	Hutchinson	analytisch	16	Die Hauptgleichung der 1. Methode ist in modifizierter Form benutzt worden. $D_v^n = D^n - c\ (\frac{D_u}{D^*})\ D_b^n$ D* = Dicke eines neuen Belags der nach der Biegezugfestigkeit des vorhergehenden Belages berechnet worden ist.
7.	AASHTO	analytisch	17	Anwendung der typischen Gleichung des Corps of Engineers (in modifizierter Form). $D_v^n = D^n - F_{RL} \cdot D_b^n$ wobei F_{RL} : Koeffizient des Belagszustandes (wie c). Die Bemessung ist mit Hilfe von Nomogrammen durchgeführt worden.
8.	Nissoux	analytisch	18	Bestimmung der Spannungen nach Westergaard und dann der notwendigen Plattendicke. Die Bemessung ist mit Hilfe von Nomogrammen durchgeführt worden.
9.	Niederlande	analytisch	19	Die Methode ist eine Erweiterung des Dimensionierungsverfahrens neuer Betonbeläge. Die Bemessung kann mit Hilfe von Tabellen durchgeführt werden.
10.	Centre de Recherches Routières (CRR-Belgien).	analytisch	7	Die Bemessung ist mit Nomogrammen durchgeführt worden. Die Methode ist neu (1990).

Tabelle 4.5.: Bemessungsmethoden für Betonverstärkungen auf Betonbelägen

1. Berücksichtigung des Entwässerungszustandes (Renner).
2. Anwendung einer zusätzlichen Stufe (c = 0,5) für die Beschreibung des bestehenden Belages (Renner).
3. Anwendung des Anpassungsfaktors h_b/h_{bd}, um die Qualität des Betonbelages besser berücksichtigen zu können (Hutchinson).
4. In der AASHTO-Methode wurden die vorhanden Erfahrungen mitberücksichtigt.
5. Eingehende Betrachtung des vorhandenen Belages.

- In Europa wurden bisher keine mechanistische Methoden angewendet.

4.2.4.4 Sensitivitätsanalyse der Dimensionierungsfaktoren

Dimensionierungsfaktoren sind:

- Materialeigenschaften (Biegezugfestigkeit, E-Modul und Reaktionsmodul K)
- Verkehr
- Belagszustand (Koeffizient c)
- Verbundtyp.

Eine Zusammenfassung der Abhängigkeit der Verstärkungsdicken von den Bemessungsfaktoren enthält Tabelle 4.7., (Seite 25).

Den Einfluss des Verbundtypes auf die Belagsdicke zeigt Abb. 4.2.

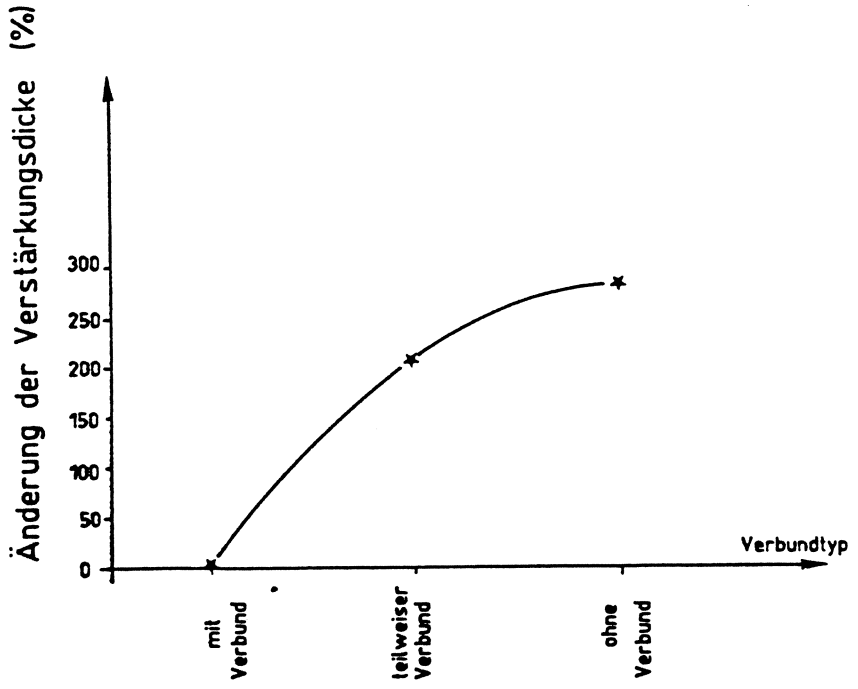
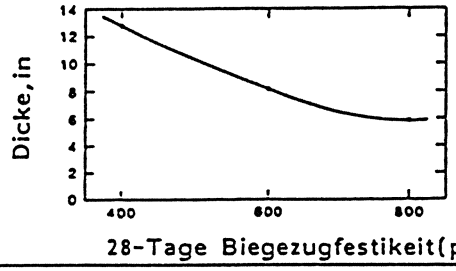
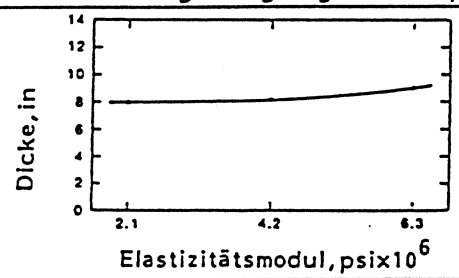
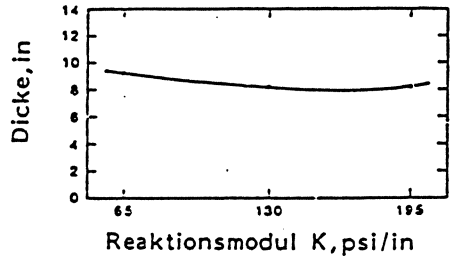
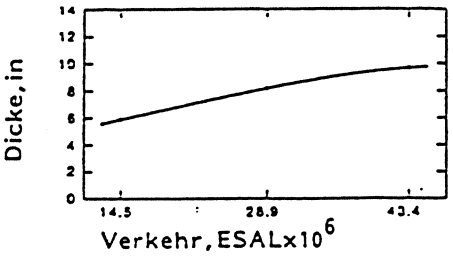
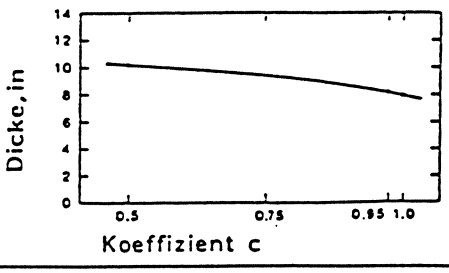


Abb. 4.2.: Änderung der Belagsdicke als Funktion des Verbundtypes.

Tabelle 4.7. Verstärkungsdicken und ihre Abhängigkeit von Bemessungsparametern (100%ige Änderung der Parameter).

Parameter	Dickenänderung graphisch	%
Biegezugfestigkeit		**-38**
E-Modul		**0**
Reaktions-modul K		**-12**
Verkehr		**+35**
Belagszustand (Koeffizient C)		**-20**

5. KAPITEL

LANGZEITVERHALTEN VON VERSTÄRKUNGEN

5.1. Einleitung

Die Untersuchung des Langzeitverhaltens von Verstärkungen ist notwendig, um ihr Leistungsvermögen abzuschätzen und zu verbessern.

Die Erfahrung der europäischen Ländern, im Vergleich mit jener der USA, ist klein. (Tabelle 5.1). In der Schweiz sind Betonverstärkungen praktisch nicht bekannt.

Tabelle 5.1. Erstanwendungen von Verstärkungen.

Land	USA	B	F	A	DK	DDR	GB	NL	D
Erstan-wendung	1913	1960	1973	1982	1978	1972	1981	1977	1970

5.2. Abhängigkeit des Verstärkungsverhaltens von den Betriebsjahren

Die Abhängigkeit des Verstärkungsverhaltens von den Betriebsjahren wird mit zwei grafischen Darstellungen (Abbildungen 5.1 und 5.2) illustriert.

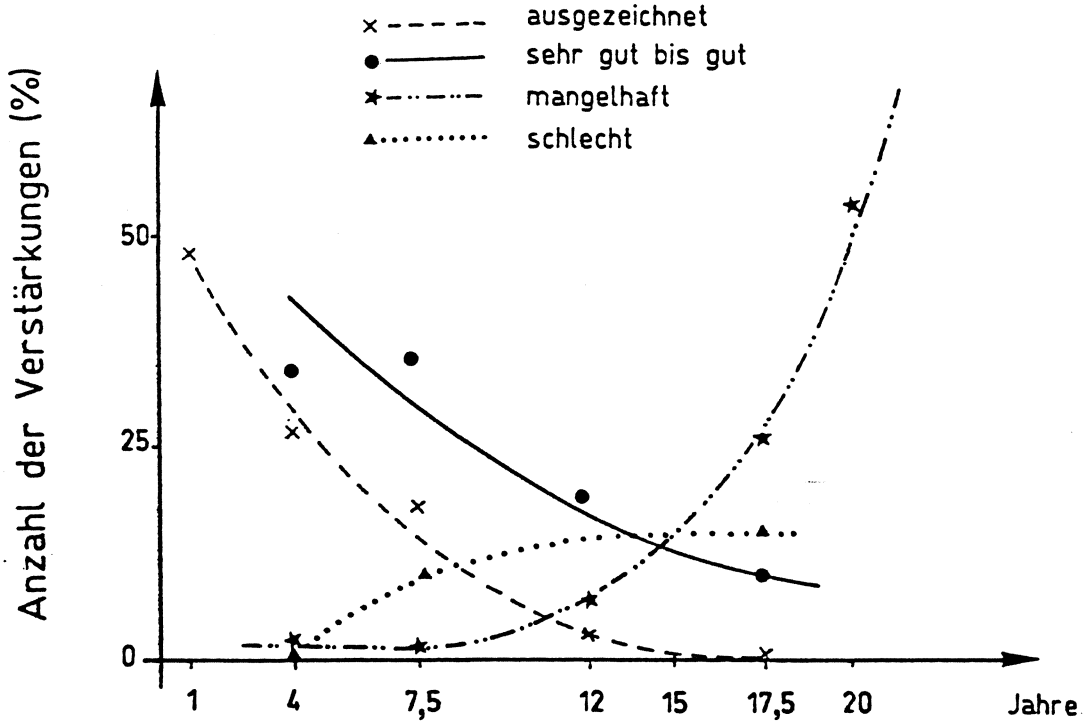


Abbildung 5.1. Änderung des Belagszustandes (Verstärkung) nach Betriebsjahren.

Aus Abbildung 5.1 geht hervor:

- Der Anteil der Belagsteile in ausgezeichnetem Zustand nimmt rasch ab und verschwindet nach zwölf Jahren fast vollständig.
- Der Anteil der mangelhaften Belagsteile nimmt auch nach zwölf Jahren noch stark zu.
- Kritisch für den Belagszustand ist die Zeit zwischen 12 und 15 Jahren.

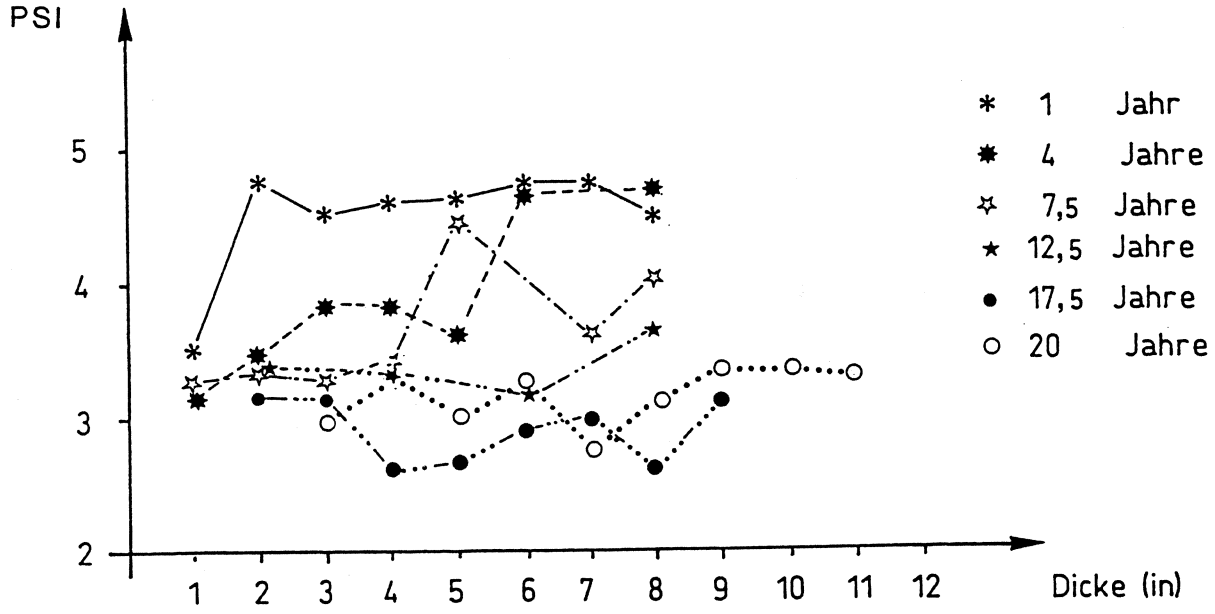


Abbildung 5.2. Änderung der PSI-Indices in Abhängigkeit von Betriebsjahren und Verstärkungsdicken.

Aus Abbildung 5.2 lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Die Verstärkungsdicke spielt keine grosse Rolle, vor allem, wenn sie gleich oder grösser als 6 Zoll (etwa 15 cm) ist. Im letzten Fall ist die Änderung des PSI fast unabhängig von der Dicke.

- Es können zwei Kurvenfamilien unterschieden werden, nämlich eine bis 7,5 Jahre (minimaler PSI-Wert etwa 3,2) und eine zwischen 12,5 und 20 Jahren (minimaler PSI-Wert 2,5). Dies ist eine weitere Bestätigung der kritischen Bedeutung der 12 Jahren in Betrieb auf dem Verhalten der Verstärkungen.

5.3. Einfluss des Verbundtyps auf den PSI-Index

Der PSI-Index ist vom Verbundtyp unabhängig (Abbildung 5.3). Das Verstärkungsverhalten genügt nach 17,5 Jahren den gestellten Anforderungen nicht mehr.

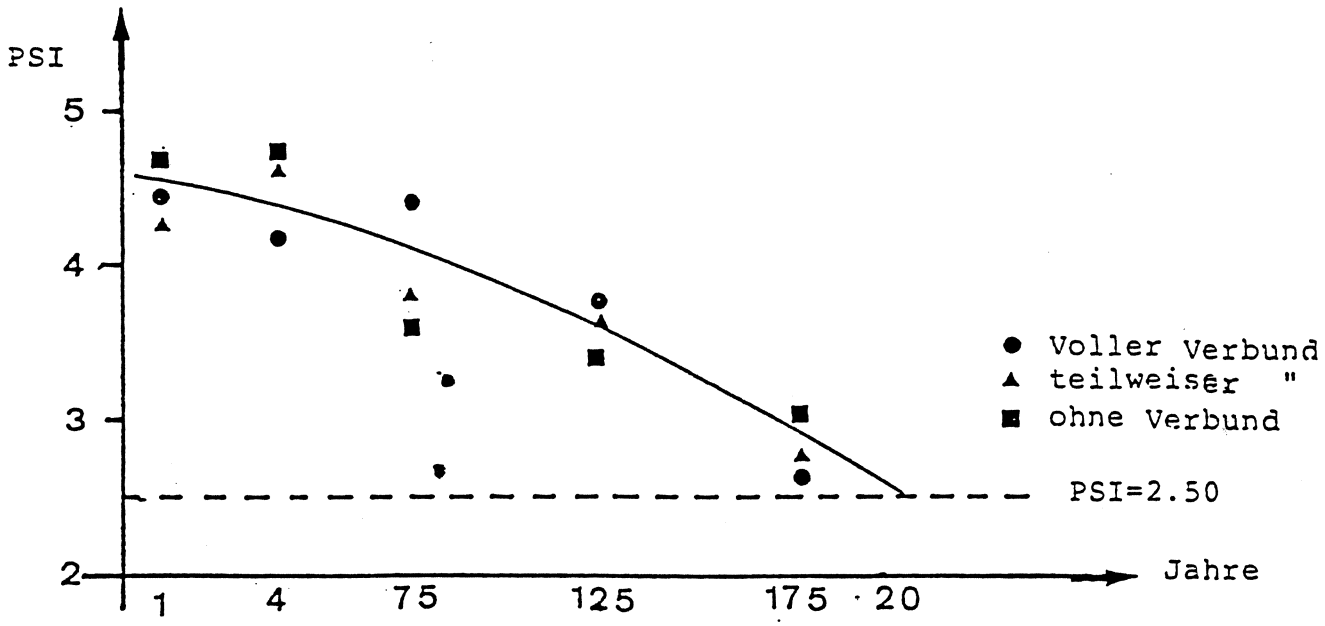


Abbildung 5.3. PSI-Index als Funktion des Verbundtyps und der Betriebsjahre.

5.4. Schlussfolgerungen

Aus der vorliegenden Zusammenstellung geht hervor:

- Die Lebensdauer der Betonverstärkungen beträgt 12 bis 15 Jahre.
- Verstärkungen werden seit 30 Jahren erfolgreich eingesetzt.
- Betonverstärkungen können in bezug auf die Wirtschaftlichkeit erfolgreich neben bituminösen Verstärkungen bestehen.
- Betonverstärkungen sind bei allen Strassenkategorien (Autobahnen, Landstrassen, Güterwege) anwendbar.
- Dem Ingenieur stehen drei Verbundtypen und verschiedene Betonarten zur Verfügung. Dies erlaubt, für jedes Reparaturproblem eine passende Kombination zu finden.
- Verstärkungen sind eine strukturelle und eine operationelle Sanierungsmethode.

6. KAPITEL

VORSCHLAG EINER NORM FÜR BETON-VERSTÄRKUNGEN AUF BETONBELÄGEN

In diesem Kapitel wird ein Normvorschlag gegeben. Dieser Vorschlag wurde auf beiden Sprachen (deutsch - französisch) bearbeitet.

DEUTSCH

A. ALLGEMEINES

1. Anwendungsbereich

Diese Norm bildet eine Grundlage zum Bau und zur einen Betonstärkungsdimensionierung.

2. Begriffe

Die Erneuerung einer Strasse hat als Ziel die bestehende Tragfähigkeit und die oberflächigen Eigenschaften zu verbessern. Fahrbahnverstärkung (*overlay*) ist eine neue Betonschicht auf dem bestehenden Belag einzubauen.

3. Verstärkungsarten

Betonverstärkungen unterscheiden sich nach:

a. Betontyp : unbewehrt
: durchlaufend bewehrt
: mit Spannbeton
: mit Faserbeton

b. Verbund : ohne Verbund, wenn die Oberfläche des bestehenden Belages mit einer Trennschicht abgedeckt wird

: teilweiser Verbund, wenn die Haftung der beiden Betonschichten langfristig nicht gesichert ist.

: voller -oder mit Verbund, wenn eine perfekte und dauernde Haftung zwischen den beiden Betonschichten besteht. Das System wirkt monolitisch.

4. Oberflächenvorbereitung

Die Herstellung und Gewährleistung schubfesten Verbundes ist an gewissen Voraussetzungen gebunden. Die Bearteitung (Vorbereitung) der Oberfläche umfasst:

- Verbesserung der Rauhigkeit.
- Abtragen aller nicht gebundenen Materialien (Betonteile, Mörtel).
- Reinigung vom Schmutz.

Mögliche Methoden die für Oberflächenvorbereitung anwendbar sein können, sind

- mit Sand gesprengt + Wasser -oder Luftdruck
- mit Stahlkugeln gesprengt + Luftdruck
- Wasserdruck
- Rillengerstellung + Luftdruck

Die erste Methode gibt eine gute Oberfläche, aber sie ist nicht umweltfreundlich. Die letzte gibt eine ausgezeichnete Oberfläche, aber sie ist viel teurer als alle anderen.

Die Feuchtigkeit der Oberfläche ist nicht bis heute ausgelesen. Beide Möglichkeiten (trocken oder nass) erscheinen Vor -und Nachteile.

5. Haftbrückematerial

Die Verwendung eines Mörtels als Haftbrücke ergibt keine wichtige Verbesserung der Haftfestigkeit. Mörtel, die als Haftbrücken benutzt werden, sind:

- Zementwasserpaste
- Zement - Sandpaste
- Zementwasserpaste modifiziert mit Polymeren.
- Kunststoffmaterial (z.B. Epoxidharz, Akryl-Lösungen).

Der Faktor der die Anwendung eines Mörtels beeinflusst, sind die Kosten. Auf jeden Fall, wenn ein Mörtel als Haftbrücke angewandt wird, soll der Mörtel nicht austrocknen lassen, weil er dann als Trennschicht wirkt.

Trennschichten werden von bituminösen oder stabilisierten Schichten, Plastikfolien usw. gebaut.

B. ZUSTANDSANALYSE

Die Zustandsanalyse des bestehenden Belages wird nach

- visueller Betrachtung
- operationeller Betrachtung
- struktureller Betrachtung

durchgeführt.

1. Visuelle Betrachtung

Die visuelle Betrachtung wird auf den Schäden basiert. Die Anwendung der folgenden Gleichung

$$F = 3x + 2(y+z) + u + w$$

wobei

x :zerbrochene Platten mit mehr als 2 Rissen/Platte (%)
y :Platten mit Querrissen (%)
z :Platten mit Längsrissen (%)
w :Platten mit kleinen Eckerissen (%)

Der Belagszustand wird nach der Tabelle B1 bestimmt.

Tabelle B1: Belagszustand nach dem französichen Verfahren

Belagszustand	F-Wert
Ausgezeichnet bis sehr gut	< 10
gut	11 - 20
mässig	21 - 30
mangelhaft	31 - 50
schlecht	51 - 80
unbrauchbar	> 80

2. Operationelle Betrachtung

Die Betrachtung wird nach den folgenden Werten durchgeführt:

- Befahrbarkeitindex (PSI)
- Index des Belagszustandes (PCI)
- Ebenheit (s_w-Wert)
- Fahrkomfortindex (RCI)

3. Strukturelle Betrachtung

Die strukturelle Betrachtung wird auf Deflektionenmessungen basiert. Alle Messmethoden (und die entsprechenden Geräte) sind benutzbar.

4. Bestimmung der Korrelation zwischen den verschiedenen Betrachtungen

Zwischen den bestimmten Werten von der visuellen und von der operationellen Betrachtung sind die folgendenKorrelationsgleichungen anwendbar.

$$PCI = 9{,}626 \cdot PSI^{1.41662} = 101.24\, e^{-0.0296\, F}$$

$$PSI = 0.2142424\, PCI^{0.685246} =$$

$$= 4{,}579 - 0.0457\, F = 5.1 - 0.42\, s_w =$$

$$= -2{,}579 + 5.048 \ln (RCI)$$

$$F = 122.33\, e^{-0{,}035\, PCI} =$$

$$= 97.291 - 21.148\, PSI$$

$$RCI = 4.75 - 0.522\, s_w + 0.0415\, s_w^2$$

Diese Korrelationsgleichungen erlauben die Bestimmung des c-Koeffizienten der Dimensionierungsgleichungen. Der c-Koeffizient wird nach dem folgenden Diagramm bestimmt:

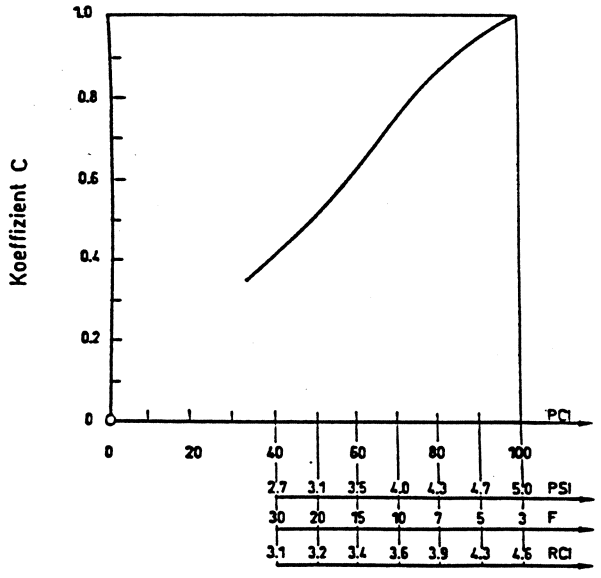


Abb. B1: Diagramm zur c-Koeffizientbestimmung

oder nach der folgenden Gleichung

$$C = 0.009146\ PCI^{1.032}$$

berechnet.

Die Korrelationsgleichung (Abschn. B4) können auch für die Bestimmung des c-Koeffizienten angewandt werden.

C. DIMENSIONIERUNG

Die Dicke einer Verstärkung wird nach der Gleichung des "Corps of Engineers USA" berechnet:

$$h^n_v = h^n - c \cdot h_b^n$$

wobei

h_v : Verstärkungsdicke
h : ideelle Dicke eines neuen Oberbaues
h_b : Dicke des bestehenden Belages
c : Koeffizient des Belagszustandes
n : Exponent vom Verbundtyp abhängig

Der c-Koeffizient wird wie in Abschnitt B4 bestimmt.

Der Exponent n nimmt die folgenden Werte

$n = 2$	Verstärkung ohne Verbund
$n = 1,4$	Verstärkung mit teilweisem Verbund
$n = 1$	Verstärkung mit Verbund

Jedes Betonbelagsverfahren ist anwendbar zur Betonplattendickebestimmung. Die minimalen Verstärkungsdicken sind (Tabelle C1)

Tabelle C1: Minimale Dicke (in mm) nach Verbund -und Bewehrungstyp.

Beweehrung Verbund	unbewehrt	durchlaufend armiert	mit Fasern
ohne	150	100	80
teilweiser	-	-	-
mit	120	70	-

D. Baustoffe

Es wird die Norm SM 640462 angewandt.

E. Betonaufbereitung

Es wird die Norm SN 640464 angewendet.

F. Einbau des Belages

Es werden die Norm SN 640466 (Ziffer A3 bis 5) angewandt.

FRANCAIS

A. GENÉRALITÉS

1. Domaine d'application

Cette norme donne des informations fondamentales pour la construction et le dimensionnement des recouvrements en béton de ciment.

2. Notions

Le renouvellement d'une voie de circulation a pour but l'amélioration de la portance et des propriétés de la surface.

Le renforcement (*overlay*) d'une voie de circulation consiste en un recouvrement en béton de ciment sur le revêtement existant.

3. Sorte de recouvrements

On distingue les recouvrements en béton de ciment selon:

a. Le type du béton
- : non armé
- : armé continu
- : précontraint
- : armé de fibres

b. L'adhérence
- : aucune quand la surface du béton existant est separé par une couche.
- : partielle, quand l'adhérence entre les deux couches de béton de ciment n'est pas assurée à long terme.
- : pleine, quand existe une adhérence idéale et permanante entre les deux couches de béton. Le système s'agit de façon monolithique.

4. Travaux préparatoires de surface

Pour assurer l'existence d'une adhérence suffisante, il est nécessaire de prendre quelques mesures pour:

- améliorer la rugosité
- enlever tout le material étranger au revêtement (béton, mortier).
- nettoyer la surface existante

Les méthodes suivantes peuvent être appliquées pour exécuter les travaux préparatoires:

- Sablage + nettoyage à l' eau (ou l'air) sous haute pression,
- grenaillage + nettoyage avec de l'air comprimé,
- fraisage avec de l'eau sous pression,
- rainurage + nettoyage avec de l'air comprimé.

La première méthode donne une bonne surface, mais elle est est peu écologique. La dernière donne une surface excellente, mais est très coûteuse. Le thème de l'humidité de la surface préparée n'a pas trouvé à ce jour une solution généralement acceptable.

5. Dopes d'adhésivité

L'usage d'un mortier comme dope d'adhésivité n'a pas amélioré cette dernière. Peuvent être utilisés comme dopes d'adhésivité:

- de la pâte de ciment
- du mortier
- de la pâte de ciment modifiée par polymère.
- des produits résineux (p. e. epoxy).

L'utilisation d'un ou l'autre composé dépend aussi des coûts. Il faut être très prudent lors de l'utilisation d'un dope d'adhérence, car en cas d'une mauvaise mise en oeuvre, il peut en effet devenir une couche de séparation au lieu d'une couche d'adhérence.
Comme couches de séparation on utilise des couches bitumineuses, des feuilles plastifiantes, etc.

B. EVALUATION DE REVETEMENTS

L'évaluation du revêtement existant sera executé par

- examen visuel
- examen operationnel
- examen structurel

1. Examen visuel

L'examen sera réalisé en mesurant les diverses dégradations du revêtement.

La détermination de la situation d'un revêtement sera évaluée par l'expression suivante:

$$F = 3x + 2(y+z) + u + w$$

x : nombre de dalles avec plus des deux fissures (%)
y : dalles avec fissures transversales (%)
z : dalles avec fissures longitudinales (%)
u : dalles avec fissures inclinées (%)
w : dalles avec de petites fissures aux coins (%).

La condition du rêvetemnt se determine selon le tableau B1

Tableau B1: Condition d'un revêtement de béton de ciment

Condition du revêtement	**valeur de F**
excellent - très bon	< 10
bon	11-20
moyen	21 - 30
mauvais	31-50
très mauvais	51-80
non utilisable	> 80

2. Examen operationnel

L'examen operationnel sera executé en déterminant un des indices suivants:

- Indice de viabilité (PSI)
- Indice de condition du revêtement (PCI)
- Uni (s_w-valeur)
- Indice de comfort (RCI)

3. Examen structurel

L'evaluation structurelle du revêtement se base sur mesures de déflexion. Toutes les méthodes pour mesurer les déflexions peuvent être utilisées.

4. Détermination de la corrélation entre les divers systèmes d'examen

Les équations de corrélation suivantes sont valables pour les divers types d'examens décrits:

$$PCI = 9{,}626\ PSI^{1.41662} = 101.24\ e^{-0.0296\ F}$$

$$PSI = 0.2142424\ PCI^{0.685246} =$$

$$= 4{,}579 - 0.0457\ F = 5.1 - 0.42\ s_w =$$

$$= -2{,}579 + 5.048 \ln (RCI)$$

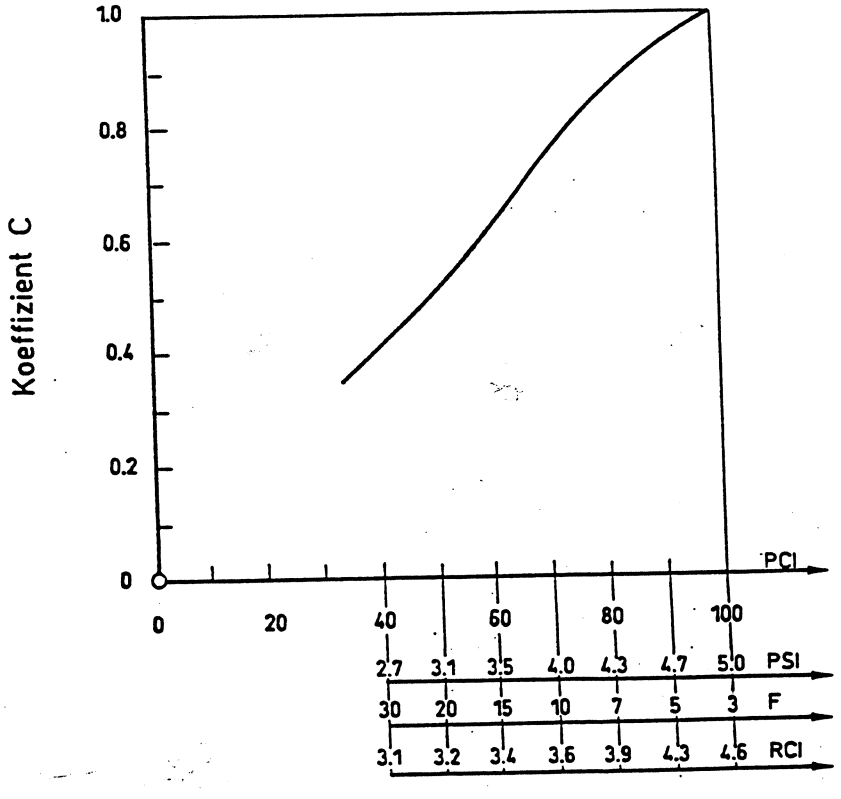
$$F = 122.33\ e^{-0{,}0351\ PCI} =$$

$$= 97.291 - 21.148\ PSI$$

$$RCI = 4.75 - 0.522\ s_w + 0.0415\ s_w^2$$

Ces équations de corrélation nous permettent de déterminer le coefficient c, facteur essentiel pour le dimensionnement des recouvrements.

Le valeur du coefficient c peut être defini soit par le nomogramme suivant



soit par la formule

$$c = 0.009146\ PCI^{1.032}$$

Il est aussi possible d'utiliser les équations précédantes en lieu et place de la valeur PCI.

C. DIMENSIONNEMENT

Pour déterminer l'épaisseur d'un recouvrement, la formule du "US Corps of Engineers" peut être employée:

$$h^n_v = h^n - c\ h^n_b$$

h_v : épaisseur du recouvrement
h : épaisseur d'une dalle nouvelle capable de porter le trafic futur.
h_b : épaisseur de la dalle existante
c : coefficient de condition de la dalle
n : coefficient depandant du type d'adhérence.

Les valeurs du coefficient n sont:

n = 2	recouvrement sans adhérence
n = 1.4	recouvrement en adhérence partielle
n = 1	recouvrement en plein adhérence.

Pour déterminer l'épaisseur h toutes les méthodes de dimensionnement des revêtements en béton de ciment sont applicables.

Les épaisseurs minimales pour recouvrements en béton de ciment sont données au tableau C1

Tableau C1: Epaisseur minimale (mm) d'un recouvrement selon le type d'adhérence et du béton.

Béton / Adhérence	non armé	armé continu	armé de fibres d'acier
sans	150	100	80
partielle	-	-	-
pleine	120	70	-

E. Matériaux

selon la norme SN 640462 faut être appliquée.

F. Préparation du béton

selon la norme SN 640464 faut être appliquée.

G. Construction du revêtement

Selon la norme SN 640466 en prenant aussi en considération les paragraphes précédants A3 - 5

7. KAPITEL

LITERATUR

1. "Erfahrungsaustausch über die Bemessung von Fahrbahnbefestigungen"
Strassen u. Autobahn, 9/1986

2. "Concrete overlays challenge asphalt"
Civil Engineering, April 1987

3. "Pavement evaluation and overlay design: a symposium and related papers"
TRR 700/1979

   a. Treybig H. J. — "Mechanistic method of pavement overlay design"

   b. Monismith C. L. — "Pavement evaluation and overlay design: summary of methods"

   c. Schnitter O., HudsonW. R., Mc Cullough — "Procedure for the design of overlays for rigid pavements for the Texas State Departement of Highways and Public Transportation"

   d. Vaswani N. K. — "Overlay design based on AASTHO road test data"

4. "Pavement management and rehabilitation of portland cement concrete pavements"
TRR 814/1980

   a. Barenberg E. J. — "Rehabilitation of concrete pavement by using portland cement concrete overlays"

   b. Tyner H. L., Goulden W., Brown D. — "Resurfacing of plained joined concrete pavements"

   c. Hudson W. R., Roberts F. L. — "Design procedure of premium composite pavement"

   d. Bergen J. V. — "Bonded portland cement concrete resurfacing"

5. P. I. A. R. C. — "Resurfacing of concrete pavements with thin cement bonded concrete overlays"

		XVII World Road Cogress, Australia 1983
6.	Schoor C. F., Penier E. J.	"Portland cement concrete overlays on existing asphaltic concrete secondary roads in Iowa" TRR 702/1979
7.	PCC	"Guide to concrete resurfacing designs and selection criteria" USA, 1981
8.	PCC	"1977 condition survey concrete resurfacing plain and reinforced concrete" USA, 1978
9.		"Concrete replaces asphalt on interstate " Concrete Construction, 3/1982
10.		"Rehabilitation pavements" Gomaco World, 1987
11.	Majidzadeh K., May R. W. Ilves G. J.,	"Mechanistic overlay design procedures for rigid pavements" 2nd international conference on concrete pavement design, Purdue University, USA, 1981
12.	Shahin M. Y., Darter M. I.	"Rehabilitation design for airfield PCC pavements" 2nd international conference on concrete pavement design, Purdue University, USA, 1981
13.	Smith P., Trybog J. J., Mc Cullough	"Concepts for rigid pavement overlay design" 2nd international conference on concrete pavement design, Purdue University, USA, 1981
14.		"AASTHO-guide for design of pavement structures" Washington D. C. 1986
15.	Pirsch L.	"Verstärkung alter Betonbeläge durch Neubedeckung" Betonstrassen Mitteilungsblatt No. 63/64, Wildegg 1965
16.		"Seminar on concrete overlays" Brussels, 1984

a. Dermience M. "avantages économiques et techniques des overlays en béton de ciment"

b. Nissoux J. L. "Les renforcements en béton de ciment. Propositions pour le dimensionnement"

c. Ray G. K. "Concrete resurfacing in the U.S. A."

d. Fuchs F.
Sion P. "Recouvrements en béton sur revêtements en asphalte et en béton"

e. Aunis J. "Recouvrement en béton armé continu d'une section de 10 km de la chaussée Paris-Lyon de l'autoroute A6"

f. Van der Most H.E.
Swart J. J. "Application of concrete overlays on regional major roads"

g. Guinez R.
Verhée F. "Renforcements de chaussées souples en béton de ciment: experience francaise"

h. Hendricks C. F.
Magdenberg A.C. "Concrete overlays on asphalt pavements: experience on experimental road section"

i. Lister N. W. "Continuously reinforced concrete overlays in the United Kingdom"

j. Verhoeven K. "Thin cement concrete overlays. Application on bituminous and concrete road surfaces"

k. Sommer H. "Dünne Beschichtungen aus Zementbeton mit kraftschlüssigem Verbund"

l. Dumont R. "Construction de dalles minces en béton armé"

m. Hendrichsen A. "Thin fibre-reinforced concrete overlays on asphalt, concrete paving blocks and concrete pavements. Experience of performance"

17. "Concrete pavement design and rehabilitation" Proceedings 3rd International Conference, Purdue University, USA 1985

a. Kraemer C. "An overview of the european practice with cocrete pavements"

b. Tayabji S. D., Okamoto P. A. "Tickness design of concrete resurfacing"

c. Mendoza A., Mc Cullough B.F. "Design prestressed PCC overlays on rigid pavement"

d. Strauss P. J., Du Plessis J., Francis V., Viljoen A. W. "The application and validation of analytical method in the structural rehabilitation of a cracked rigid pavement"

e. Chou Y. T. "Concrete overlay designs for airfield pavements"

f. Knutson M. J. "A ten year performance of PC concrete and concrete overlay research in Green County, Iowa"

g. Sharpe G. W., Anderson M., Deen P. C. Southgate H. F. "Nodestructive evaluation of rigid pavements using road rater deflections"

h. Uddin W., Meyer A. H., Hudson W. R., Stoke II K. H. "A rigid pavement structural evaluation system based on dynamic deflections"

i. Shahin M. Y. "Use of the falling weight deflectometer for non destructive deflection testing of jointed concrete airfield pavements"

18. Marais L. R. "The design and construction of concrete pavements" PCI, S. Africa, 1980

19. 5. Internationales Betonstrassen Symposium, Aachen, 1986

a. Sato K., Hayashi T. "Bond characteristics for concrete overlays"

b. Sion P. "Les recouvrements en béton de ciment en Belgique"

c. Stewart J. J., Teuns C. J. G. "Concrete overlay on the regional major road Eersel-Belgium frontier"

d.	Verhoeven K.	"Recouvrements minces en béton armé contenu et en béton armé de fibres d'acier. Evaluation après deux ou trois ans de service"
20.		International conference on concrete pavement design, Purdue University 1977
a.	Renner K. H.	"Design criteria for continuously reinforced concrete overlays based on performance"
b.	Smith P., Treybig H., Mc Cullough	"Concepts for rigid pavememt overlays design"
21.		"International symposium on concrete roads" Vol. 2, London, 1972
22.		"Recouvrements routièrs en béton de ciment" FIC Bruxellex, 1972
23.	Verhoeven K.	"Repair and maintenance of concrete roads" National Center for Scientisic and Technical Research for the Cement Industry, RR CRIC 48-f-1978
24.		"Berichte des technischen Komitees für Betonnstrassen" XXI. Welt Strassenkongress, Wien 1979
25.	Löwenberg H.	"Betonstrassenbau-Stand der Technik" Betontag, 1979
26.	O.E.C.D.	"Fahrbahnverstärkungen" Paris, 1976
27.	PCA	"The design and construction of concrete resurfacing for old pavements" Illinois, USA, 1956
28.		"Resurfacing with portland cement concrete" N.C.H.R.P. Synopsis 99, USA, 1982
29.	Mc Cullough,B.F., Boedecker L.J.	"Use of linear-elastic theory for the CRCPoverlays" HRR 291/1969

30.	Noble C. S., Mc Cullough,B.F., Ma J. C. M	"Nomographs for the design of steel reinforcement in continuously reinforced concrete pavements" TRR 756/1980
31.	Crawley A. B. Sheffield	"Continously reinforced concrete pavements" TRR 924/1983
32.	Smith R.E., Darter M. I., Lytton R. L.,	"Mechanistic overlay procedures available to design engineer" TRR 1060/1986
33.	Voigt G., Darter M. I., Carpenter S.	"Field performance of bonded concrete overlays" Annual Meeting TRB, 1987
34.	Wibby R. J.	"Portland cement concrete thin-bonded overlay" J. of Construction Engineering and Management, Vol. 111, No.3/1985
35.		"Overlays for country roads" Gomaco World, vol. 12, No. 1/1984
36.	Obuchowski R.H.	"Construction fo thin bonded concrete overlay" TRR 924/1983
37.	Johnston C. D.	"Steel fiber reiforced concrete pavement trials" Concrete International, 12/1984
38.		"Wisconsin takes rebar a long way" ENR 1984
39.	Scarpinato E.J.	"Thin polymer concrete bridge deck overlays" Concrete Construction 1984
40.		"Verstärkung der Betonbeläge auf dem Flughafen Genève-Cointrin" Betonstrassen No. 81/82 1969/1970
41.		"Neubedeckung eines alten Betonbelages" Betonstrassen No. 43/44 1960
42.		"Performance of cracked and seated rigid airport pavements" AD-A181 622 Dot/FAA/DM-87/4 USA, 1987

43.	Hall Jr. J. W.	"Pavement evaluation concepts using non destructive structural evaluation and pavement condition index" MPGL 87-5 USA, 1987
44.	Hironaka M., Cline G., Shoemaker N.	"Recycling of portland cement concrete airport pavement. An experimental investigation" DOT/FAA/PM-86/23 USA, 1987
45.	Treybig H. J.	"Airfield pavement characterization using light load test data" Symposium on non destructive test and evaluation of airport pavements, AD - A025-442 USA 1976
46.		"Alternate resurfacing strategies" Vol. 1-Final Repport Pensylvania Dot Project No. 80-16, Repport No. 84-78 USA, 1985
47.	Begate M., Mc Cullough B.F, Fowler D.	"Construction and performance of an experimental thin-bonded concrete overlay pavement in Houston" TRR 1040/1985
48.		"Portland cement concrete pavements: Performance related to design-construction-maintenance" FHWA TS-78-202 USA, 1978
49.		Proceedings of the national seminar on PCC pavement recycling and rehabilitation Report FHWA-TS-82-208, USA,1981
a.	Darter M. I.	"Concrete pavement condition survey and criteria for method selection"
b.	Tyner H. L.	"Concrete pavement rehabilitation-Georgia methodology"
c.	Knutson M. J.	"Iowa's bonded concrete overlays"
50.		Proceedings 2nd International Conference on Concrete Pavement Design Purdue University, 1981
a.	Stock A. F.	"The analytical design of concrete pavements"

b. Majidzadeh K., Ilves G. J. MKay R. W. "Mechanistic overlay design procedures for rigid pavement"

c. Kohn S. D. "Structural design of composite concrete pavements"

d. Domenichini L., Marchionna A. "Influence of stress range on plain concrete pavement fatigue analysis"

e. Lokken E. C. "Concrete overlays for concrete and asphalt pavements"

f. Mc Cullough,B.F., Cawley M. L. "CRCP design based on theoretical and field performance"

g. Mc Leod D. R. Monismith C. L. "A cracking model for plain jointed portland cement concrete pavement"

h. Beecroft G., Miller L. C. "Evaluation of pavement serviceability on the interstate system in Oregon"

I. Seeds S. B., Hudson W. R., Mc Cullough B.F. "A rigid pavement rehabilitation system"

j. Darter M. I., Snyder M. B. Smith R. E. "Nationwide evaluation of concrete pavements Illinois demonstration"

k. Christory Y.P. "Contiuous non destructive evaluation of concrete pavements. Some aspects of the method, used in France for government operated roads"

51. Betterton R. M., Knutson M. J., Marks V. J. "Fribrous portland cement concrete overlay research in Green County, Iowa" TRR 1040/1985

52. White T. D. "Mix design, thickness design and construction of roller compacted concrete pavement" TRR 1062/1986

53. Torres-Verdin V. Mc Cullough B. F "Development of a deflection distress index for project-level evaluation of CRC pavements" Report 388-1, USA, 1985

54. Veverka V. "Dimensionnement des chaussées à revêtement en béton de ciment"
Centre de Recherches Routières, CR 27/85 Bruxelles 1985

55. Pavement overlay design procedures and assumptions"
USA, 1986

Vol. I: Analysis of existing procedures
FHWA/RD-85/006

Vol. II: Questionnaire responses and sensitivity figures
FHWA/RD-85/007

Vol III: Guide for designing and overlay
FHWA/RD-85/008

56. Gramsammer-Poilane-Louet-Nerfie "Le collographe"
Bulletin de Liaison du LCPC, No. 126/1983

57. Rigid pavements for roads, streets, walks and open storage areas"
Technical manual No. TM 5-882-6 /AFM 88-7
Department of the Army and Air Force USA 1977

58. Smith R. E., Lytton R. L. "Operating characteristics and user satisfaction of commercially available NDT equipment"
TRR 1007/1985

59. Kennedy C. K., Lister N. W. "Prediction of pavement performance and the design of overlays"
TRRL LR 833/1978

60. Terrel R. L., Bell C. A. "Effects of permit and illegal overloads on pavements"
NCHRPSHP 131/USA, 1987

61. "Guide pratique de la voirie à faible trafic"
Edition Syndicat National du béton, Paris, 1987

62. "Rapid measurements of concrete pavement thickness and reinforced location. Field evaluation of

non destructtive systems,
NCHRP Report 168 / USA 1976

63. "Seminar on strengthening of existing road pavements"
Indian Road Congress, 1971

a. Ghosh R. K., Puri M. L., Phull Y. R. Sethi K. L. Bhatia M. L. — "Construction and performance of ten years old bolded rigid overlay test track on N.H. 24"

b. Rasad M., Sharma V.P.S., Jain R. K. — "Performance of overlays on failed thin cement concrete pavement in Uttar Pradesh"

64. P.I.A.R.C. — "Question III: Rigid pavements. National reports"
XV. World Road Congress, Mexico 1975

65. P.I.A.R.C. — "Technical Commitee: Concrete Roads Report No. 7"
XVIII. World Road Congress, Bruxelles, 1987

66. P.I.A.R.C. — "Construction and maintenance of rigid pavements: Question III"
XVIII. World Congress, Bruxelles,1987

67. "Assessing pavement maintenance needs"
TRR 1109/USA, 1987

a. Clemena G. G. Sprinkel M. M., Long Jr. R. R. — "Use of ground-penetrating radar for detecting voids under a jointed concrete pavement"

b. Uddin W., Mc Cullough B.F. — "A system's approach for design and evaluation alternatives for concrete pavement rehabilitation"

68. "Concrete and concrete construction"
TRR 1110, USA 1987

a. Johnston D. — "Construction of a thin-bonded portland cement concrete overlay in S. Dakota"

b. Miller K., Majidjadeh K. Abdulshafi A. "Comparison of concrete pavement rehabilitation technique in Ohio demonstration programm"

c. Voigt G. F., Darter M. I. Carpenter S. "Field performance of bonded concrete overlays"

69. Canovas M. F., Martinez I. L. "Hormigones armados con fibras de acero. Ejemplos recientes de application" Il Jornadas sobre Pavimentos de Hormigon Cordova, 1984

70. Holt F. B. Eales J. W. "Nondestructive evaluation of pavements" Concrete International, June 1987

71. Niccoux J. L. "Béton de ciment. Les renforcements d'anciennes chaussées par une dalle en béton de ciment" Revue générale des Routes et des Aerodromes, No. 617/1985

72. Cauwelaert F.van "Partial friction in multilayer theory" Workshop on theoretical design of concrete pavements, EPEN, Netherlands, 1986

73. Domenichini L. "Factors affecting adhesion of thin bonded concrete pavements, EPEN, Netherlands, 1986

74. Gillette R. W. "Performance of bonded concrete overlays" Journal ACI, vol. 60, No. 1/1963

a. Norbody G. M., "Guide for use of epoxy compounds with concrete" Journal ACI, vo. 60, No. 1/1963

75. Ray G. K. "Design of concrete overlays for pavements" Journal ACI, August 1967

76. Bergren J. V. "Bonded portland cement concrete resurfacing" TRR 814/1981

77. Darter M. I., Barenberg E. J. "Bonded concrete overlays: construction and performance" Miscellaneous paper GL-80-11, Corps of Engineers Waterways Experiment Station USA, 1980

78.		"Pavement rehabilitation-materials and techniques" NCHFP Synthesis of Highway Practice No. 9/USA
79.	Tayabji S., Ball C. B.	"Field evaluation of bonded concrete overlays" Paper presented at the annual meeting of TRB, 1988
80.	Hall K. T., Darter M., Snyder M. B. Carpenter S. H., Forster S. W.	"Nationwide performance of concrete pavement rehablitation" Proceedings: 4th international conference on concrete pavement design and rehabilitation, Purdue University, USA 1989
81.		"Concrete finishing for roadways and bridges in Jakarta, Indonesia" Gomaco World, vol. 16, No. 4, USA 1987
82.	Wilk W.	"Brückendeckbeläge in Beton im Verbund mit der Fahrbahnplatte" Betonstrassen No. 122/1980
83.	Fessler E. O.	"Die Ermüdungsversuche an der EMPA zur Abklärung der statistischen Mitwirkung von Betonfahrbahnplatten" Schweizerische Bauzeitung, H43/1968
84.	Ibukiama S., Kokubun S., Ishikawa K.	"Introduction of recent thin bonded concrete overlay construction and evaluation of those performances in Japan". Proceedings: 4th international conference on concrete pavement design and rehabilitation Purdue University, USA 1989
85.	Verhoeven K.	"Thin overlays of steel fiber reinforced concrete and continuously reinforced concrete. State of the Art" Proceedings: 4th international conference on concrete pavement design and rehabilitation Purdue University, USA 1989
86.	Lundy J. R., Mc Cullough	"Delamination in bonded concrete overlays of continously reinforced pavement" Proceedings: 4th international conference on concrete pavement design and rehabilitation Purdue University, USA 1989

87.	Chase G. W., Lane J., Smith G.	"Fast track paving: meeting the need for early use of pavement" Proceedings: 4th international conference on concrete pavement design and rehabilitation Purdue University, 1989
88.	Beck A. F.	"Thin bonded concrete overlay on a city street" Concrete International, May 1989
89.	Boyer R. E., Foxworthy P. T. Highter W. H.	"Performance of thin bonded portland cement concrete overlays on military airfields" Proceedings: 2nd international conference on concrete pavement design and rehabilitation, Purdue University, USA 1981
90.	Stock A. F.	"Concrete pavements" Elsevier Applied Science, Netherlands 1988
91.	Felt E. J.	"Repair of concrete pavement" ACI Journal, vol. 57., No. 2/1960
92.	Yrjanson W. A.	"Concrete pavements in USA: State of the art" TRR 1132, USA 1984
93.	Knab L. I., Spring C. B.	"Evaluation of test methods for measuring the bond strength of portland cement based repair materials to concrete" Cement, Concrete and Aggregates, vol. 1, No. 1, USA 1989
94.	Wall J. S., Shrive N. G.	"Factors affecting bond between new and old concrete" ACI Materials Journal, March-April 1988
95.		"Thin bonded PCC resurfacing" Doc. Num. PB87 119723, Lousiana Transportation Research, July 1985
96.		"AASHTO guide for design of pavement structures" Washington D. C. 1986
97.	Veverka V., Vertraetem J., Fuchs F.	"The design of concrete pavements and overlays" 6th international symposium on concrete roads, Madrid 1990

98.		"Rigid pavements for roads, walks and open storage areas" Technical manual No. TM5-882-G/AFM 88-7, Department of the Army and Air Force, USA 1977
99.	PCA	"The design and construction of concrete resurfacing for old pavements" Illinois, USA 1956
100.	VNC	"Handleiding Betonwegen", Niederländische Zementindustrie, Niederlande,1988
101.	Tsohos G.	"Die numerische Lösung der AASHTO- Dimensionierungsmethode für Betonstrassen in EDV-Anlage" Wildegg 1989 (nicht publiziert)
102.	Verhoeven I.K.	"Recouvrements minces en béton de ciment" Centre national de recherches schientifiques et techniques pour l'industrie cimentière RRERIC 52-f-1990, Belgien
103.	Silfwerbrand J.	"Method of concrete removal affects bond of new overlay" Concrete International 10/1989
104.	Silfwerbrand J.	"Improving concrete bond in repared bridge decks" Concrete International 9/1990
105.	Penshkin D. G., Mueller A. L.	"Field performance and evaluation of thin bonded, overlays" Paper 89-0688, TRB 69th Annual Meeting, Washington DC 1990
106.	Beck A. F.	"Thin bonded concrete overlays on a city street" Concrete International, 5/1989
107.	Tayabji S. D., Ball C. G.	"Field evaluation of bonded concrete overlays" Annual Meeting TRB, Washington 1988
108.	Bagate M., Mc Cullough B.F., Fowler D.	"Construction and performance of the experimental thin-bonded concrete overlay in Houston" TRR 1040/1986

109.	Wibby R. J.	"Portland cement concrete thin-bonded overlay" Journal of Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 111, No. 3, 1985
110.		Resurfacing with portland cement concrete" National Cooperative Highway Research Programm Synthesis of Highway Practice, TRB, Washington DC 1982
111.	Bush III A.J., Alexander D. R.	"Pavement evaluation using deflection basin measurements and layered theory" TRR 1022/1986
112.	Bush III A. J., Bentsen R. A.	"Nondestructive evaluation equipment for airfield pavements" 69th Annual Meeting, TRB Board 1990
113.	Tholen O., Sharma j., Terrel R. L.	"Comparison of the Falling Weight Deflectometer with other deflection testing devices" 65th Annual Meeting, TR Board 1984
114.	Hoffman M. S., Thompson M. R.	"Comparative study of selected Nondestructive Testing devices" TRR 852/1982
115.	Horuli I., Faksdal I.	"Correlation studies with FWD, Dynaflect and Benkelman beam" 3rd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Norway 1990
116.	Hall Jr. J. M.,	"Comparative study of nondestructive pavement testing, Dill Air Force Base, Florida" Final Report, Departement of the Army, USA 1987
117.		"Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Studies" SHRP Washington DC, 1990

BEILAGE A

OBERFLÄCHENVORBE-
REITUNGSMETHODEN

(ANWENDUNGSZEIT
-UND HAFTFESTIGKEIT)

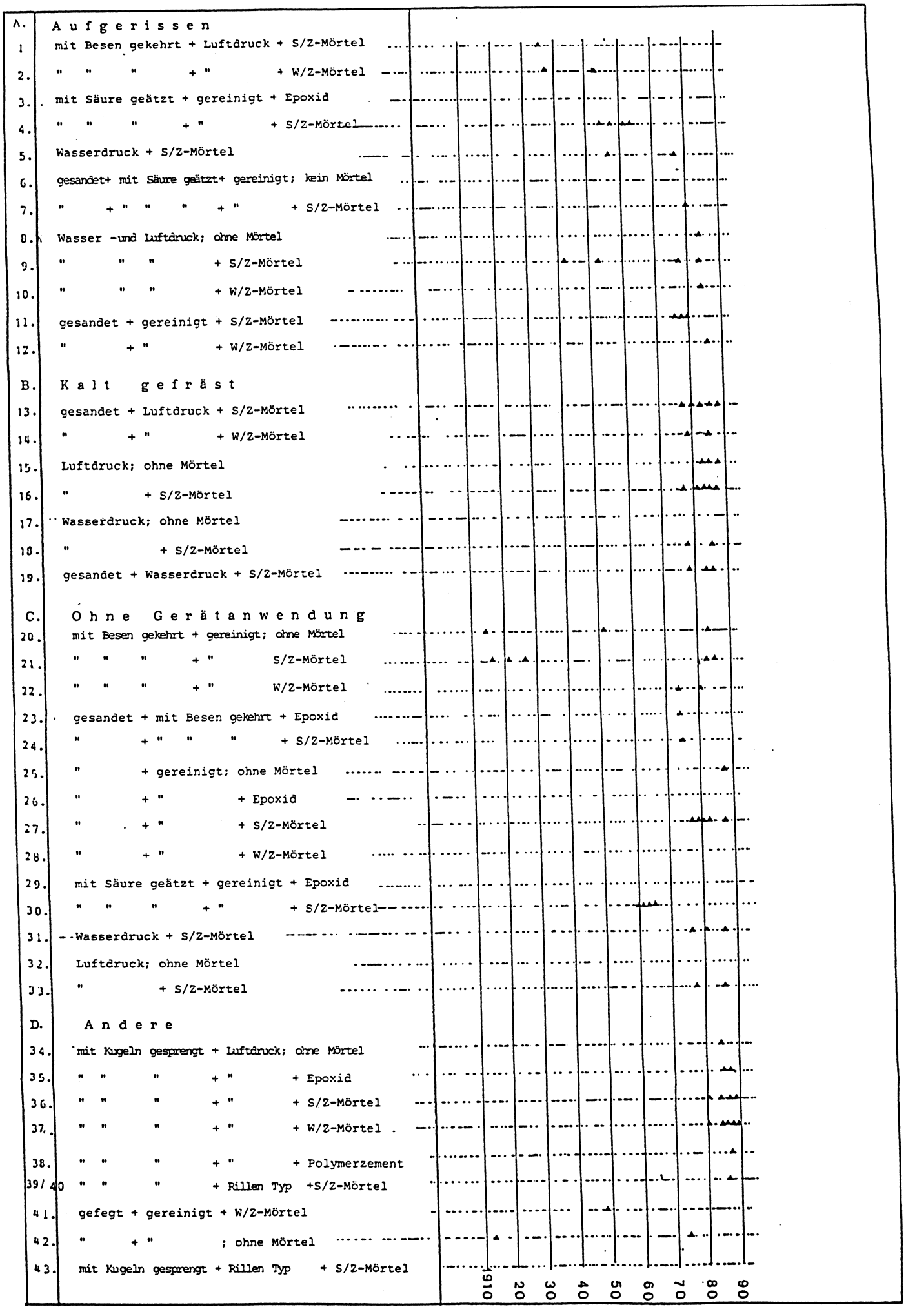


Tabelle A1: Registrierte Anwendung von Betonverstärkungen auf Beton mit Verbund (Literaturstudium).

Tabelle A2: Zusammenfassung der Oberflächenvorbereitungsarten und der entsprechenden Haftbrückenmaterialien und Festigkeiten.

Nr.	Oberflächenvorbereitung	Land	Literatur	Versuche in situ		Laborversuche	
				Oberflächenzustand und Material	Festigkeit N/mm²	Oberflächenzustand und Material	Festigkeit N/mm²
1.	Reinigung	Belgien	102	nass	1,4	trocken	2,5 - 4,4
	Reinigung			nass und Mörtel (?)	1,6	nass	3,5 - 5,8
	gefräst			nass	0,9 - 2,0	nass und Mörtel	3,0 - 4,8
	gefräst			nass und Mörtel (?)	2,1 - 2,5		
2.	gefräst oder mit Kugeln gesprengt	USA (Texas)	3c			trocken und Mörtel	2,0
						trocken und Mörtel	1,5
						nass und Mörtel	1,9
						nass	1,4
3.	Stockhammer	Schweden	103				0,94
	Hochwasserdruck		104				2,23
	gesandet						1,73
4.	gefräst und sandgestrahlt	USA	105	Zement/Wasser-Mörtel	0,35		
	gefräst und sandgestrahlt			Zement/Sand-Mörtel	0,35 - 1,12		
	und Luftdruck			Zement/Wasser-Mörtel	2,52 - 1,56		
	gefräst			Zement/Sand	3,76		
	mit Kugeln gesprengt			Zement/Wasser-Mörtel	4,70		
5.	gefräst	USA	49c		2,90		
	Wasserdruck				4,13		
	sandgestrahlt				4,14		
6.	Säure geätzt und gereinigt	USA	91			nass und S/Z-Mörtel	2,47
						nass und S/Z-Mörtel	2,20
						trocken und S/Z-Mörtel	3,46
						trocken und S/Z-Mörtel	3,13
7.	sandgestrahlt und Luftdruck	weltweit	65,66		3,75 - 4,13		
	mit Säure geätzt				2,29 - 3,42		
	(oder Wasserdruck)						
	kalt gefräst und sandgestrahlt				2,47 - 7,40		
	(oder Wasserdruck)						
8.	kalt gefräst	USA	106	trocken	2,73		
	sandgestrahlt			trocken	3,34		
				trocken und S/Z-Mörtel	3,30		
9.	mit Kugeln gesprengt	Japan	84	Zementmörtel	1,35 - 1,45		
				Epoxid	0,80 - 1,35		
				kein Mörtel	0,90 - 1,40		
				Polymer-Zement-Mörtel	1,00 - 1,34		
10.	kalt gefräst und sandgestrahlt	USA	107	Z/W-Mörtel	2,59 - 3,85		
	und Hochluftdruck						
11.	gefräst und gereinigt	USA	68a	S/Z-Mörtel	3,30 - 5,16		
				Z /W-Mörtel			
				ohne Mörtel	3,78 - 4,79		
12.	gefräst und sandgestrahlt	USA	108	Z/W-Mörtel	0,60 - 2,63		
	und Hochluftdruck			ohne Mörtel	1,54		
13.	gefräst und sandgestrahlt	USA	109	Z/S-Mörtel	3,56		
	sandgestrahlt			Z/S-Mörtel	4,01		
	gefräst			Z/S-Mörtel	2,83		
	Hochwasserdruck			Z/S-Mörtel	3,27		
14.	gefräst und Luftdruck	USA	110	W/Z-Mörtel	2,4 - 5,8		
	gefräst und Luftdruck			Z/S-Mörtel	3,1 - 3,6		
	gefräst und Hochwasserdruck			Z/S-Mörtel	0,87		
	gefräst und Säure geätzt			Z/S-Mörtel	2,20 - 3,70		
15.	gereinigt	Japan	19a			Z/S-Mörtel	0,6
	mit Kugeln gesprengt					Z/S-Mörtel	2,1
						Epoxid-Mörtel	2,0
						Latex-Mörtel	2,1
	mit Kugeln gesprengt und Rillen					Z/S-Mörtel	5,7 - 12,0

BEILAGE B

ART DER BETONBELAGSSCHÄDEN

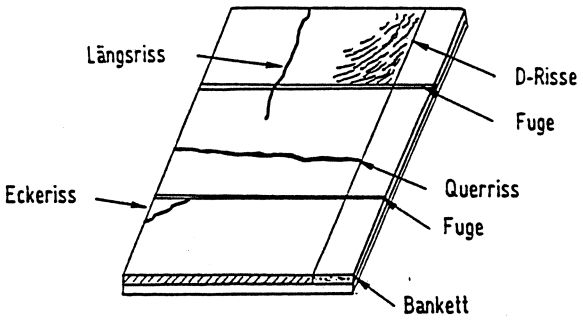
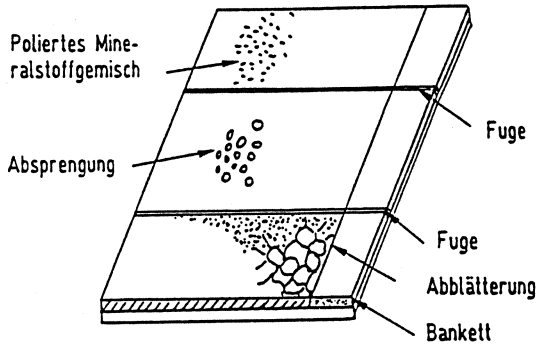
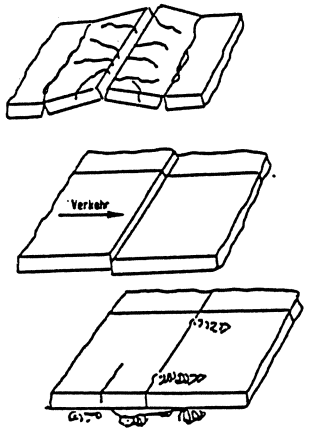
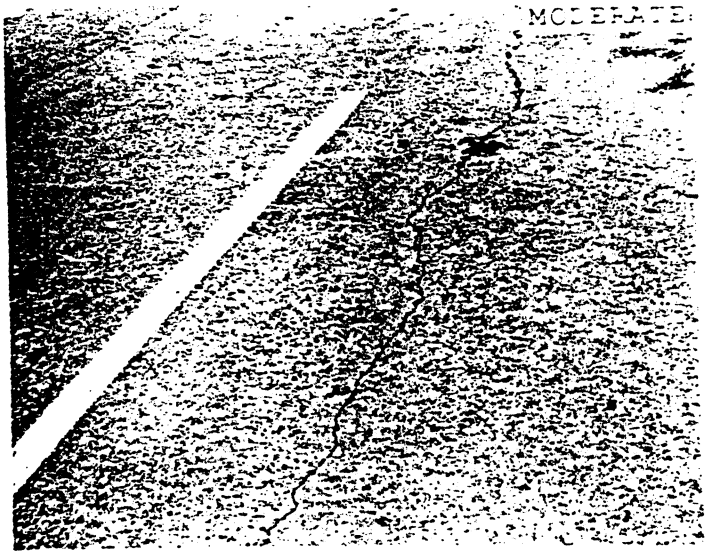
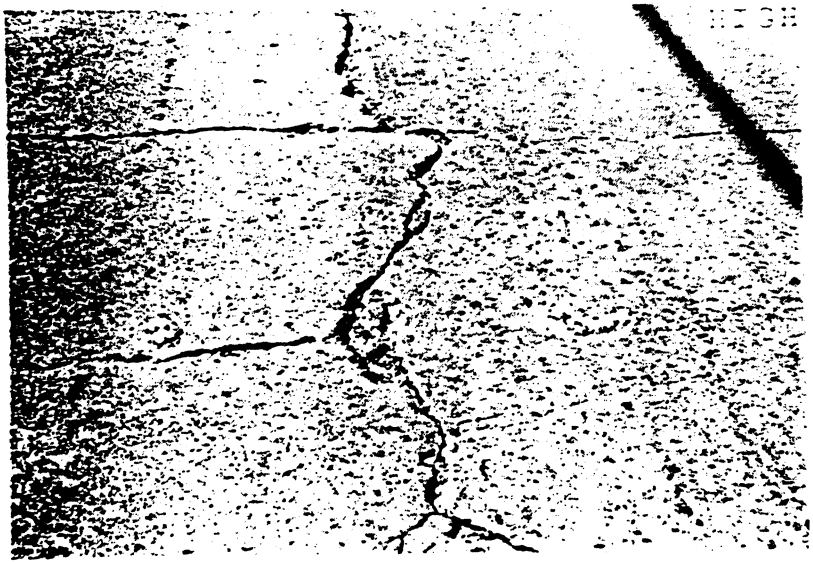
ART DES SCHADENS	Messeinheit	GRAPHISCHE DARSTELLUNG
1. Rissbildung: - Längsriss - Querriss - D-Risse - Eckriss	 m m m^2 Anzahl	
2. Oberflächenschaden: - Abblätterung - Absprengung - Glattmineralstoffgemisch	 m^2 Anzahl m^2	
3. Blow-up 4. Stufenbildung 5. Wasser- und Feinmaterialpumpen 6. Flicken	Anzahl mm m m^2	(3) (4) (5)  Quelle: [117]

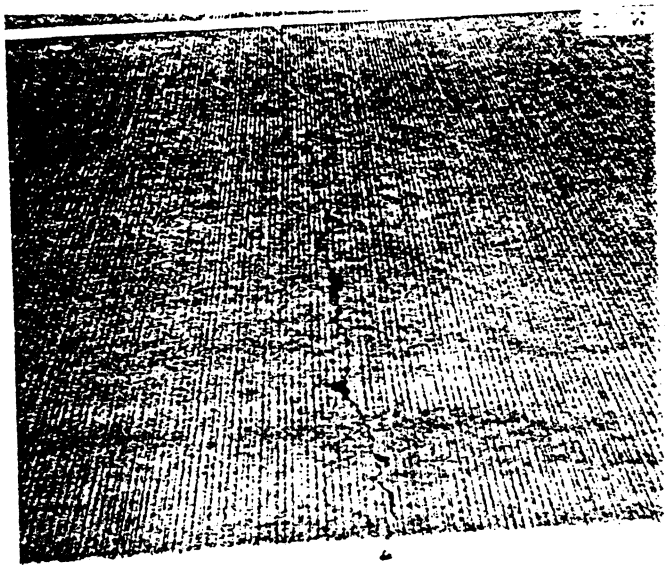
Tabelle B1: Katalogisierung der Schadentypen

Die folgenden Photos zeigen die "typischen Erscheinung" der in der Tabelle B1, katalogisierten Schäden

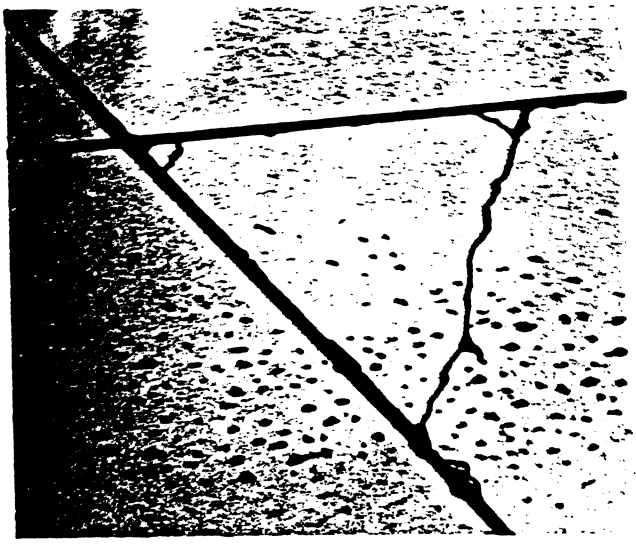


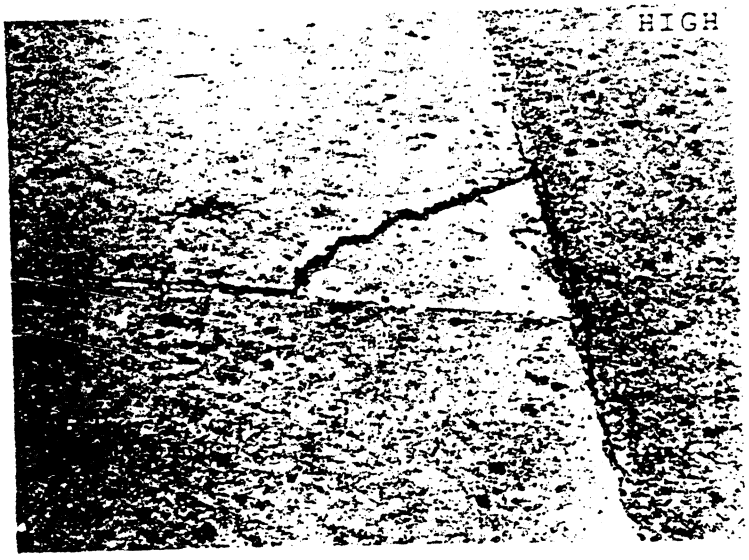


LÄNGSRISS

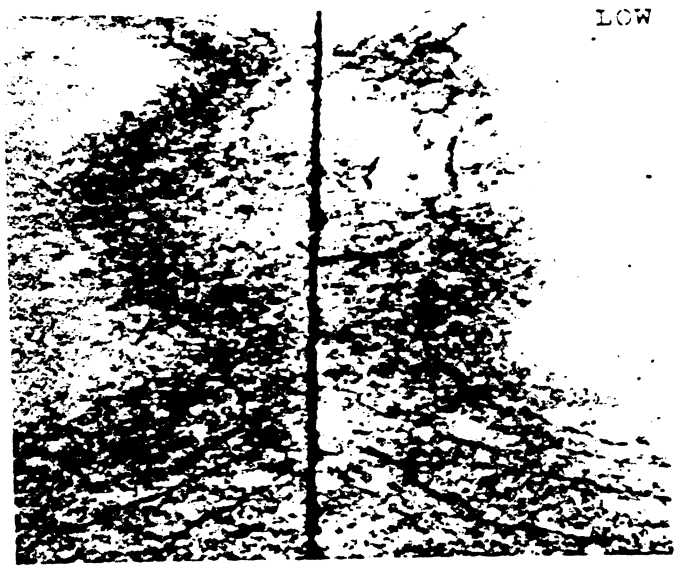


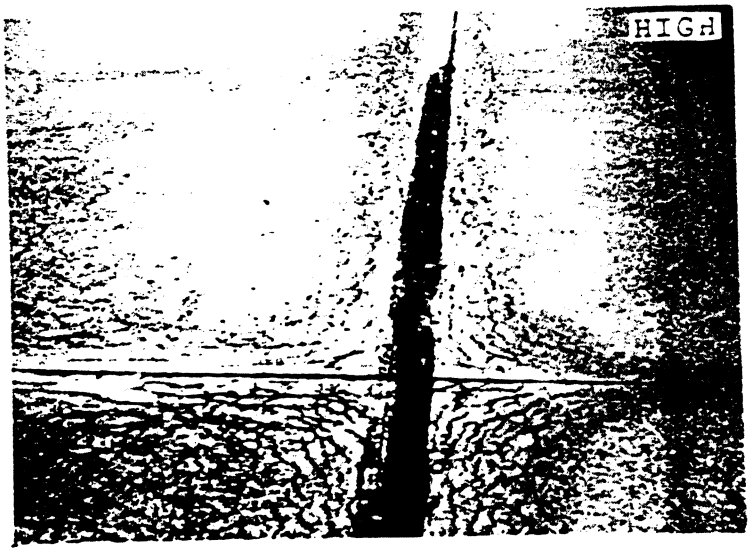
QUERRISS



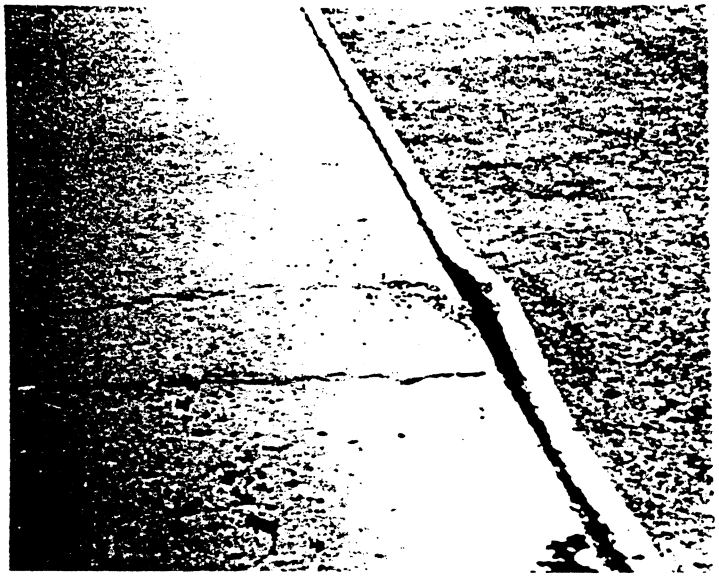


ECKRISS

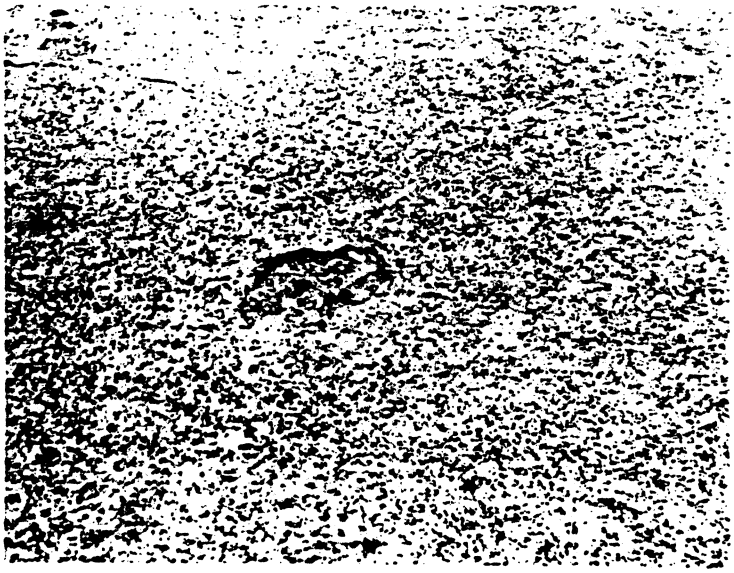




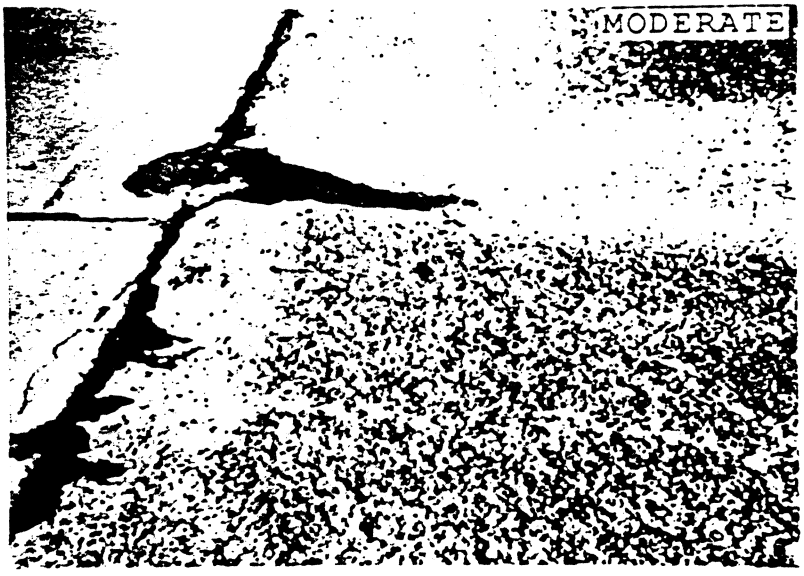
D-RISS



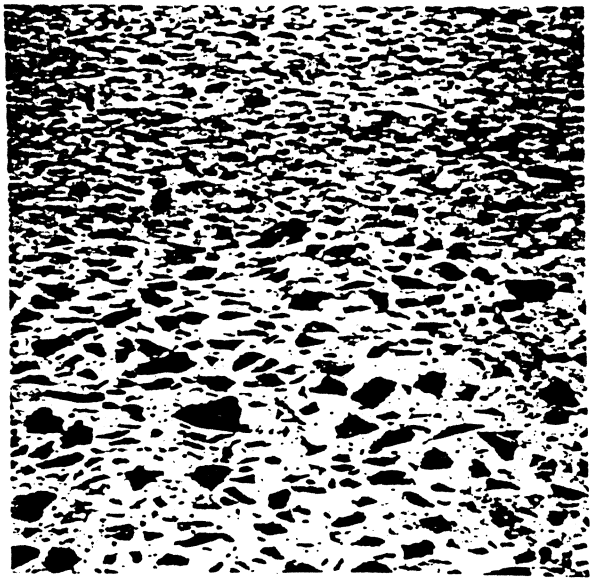
BLOW-UP



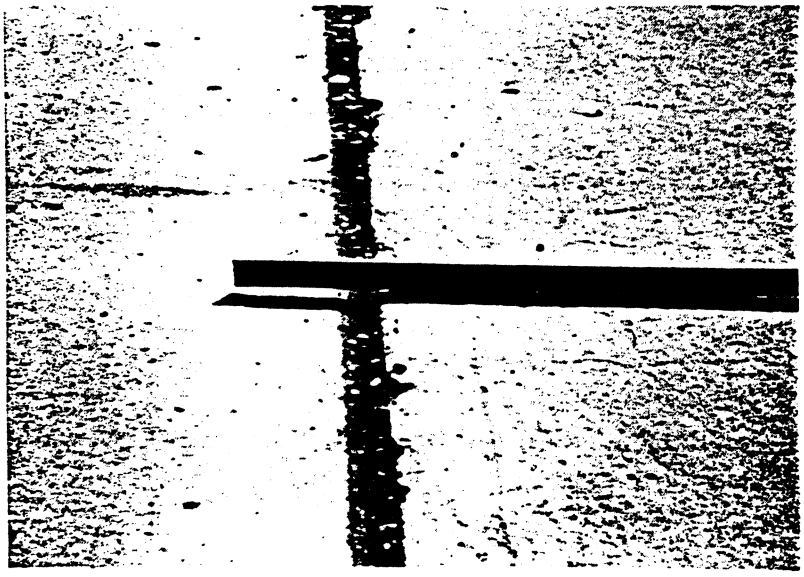
ABSPRENGUNG



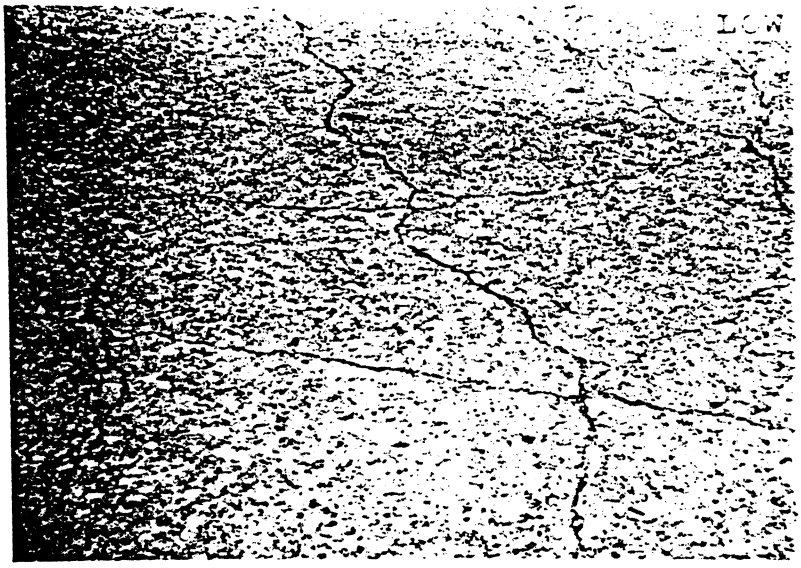
WASSER- UND FEIN-MATERIALPUMPEN

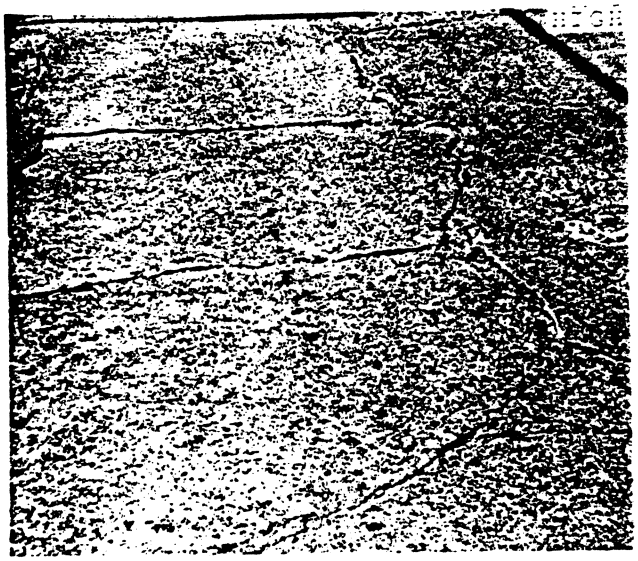


GLATTMINERALSTOFF-
GEMISCH

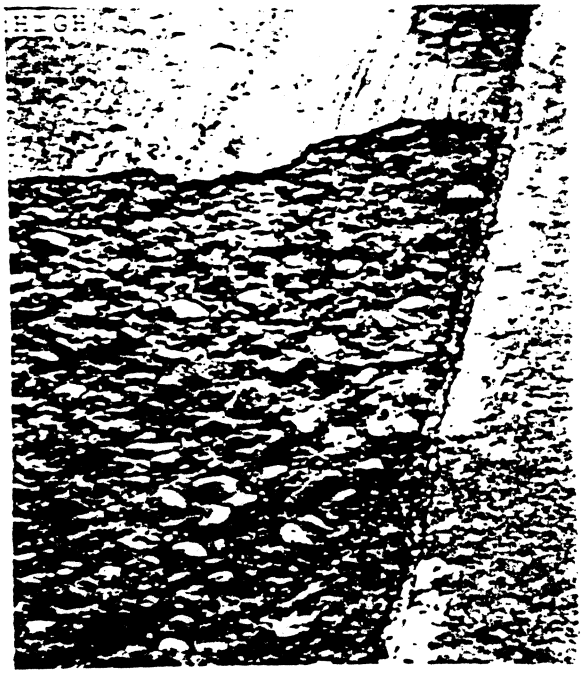


STUFENBILDUNG





KARTENRISSE



ABBLÄTTERUNG

BEILAGE C

FORMULAR ZUR SCHADENREGISTRIERUNG (NACH PIARC/COPES)

BETONSTRASSEN AG, CH-5103 WILDEGG

C.O.P.E.S.: EVALUATIONSSYSTEM DER BETONSTRASSEN

BEOBACHTUNGSANGABEN

EINHEITL. STRECKE

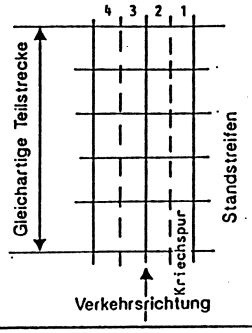
Verzeichnis 3/3

LAND :
Teilstrecken-Nr. :

Oertliche Bestimmung der einheitlichen Strecke:

Anfangspunkt km:
Endpunkt km:
Richtung: PR Vergrösserung der km
PR Verminderung der km

Datum der visuellen Betrachtung:



Bettungshöhe:
- auf natürlichem Boden .....☐
- im Einschnitt .....☐
- in der Schüttung .....☐

Höhe:	Einschnitt	Schüttung
< 1,50 m ...	☐	☐
1,60m - 4,50m	☐	☐
4,60m - 12 m.	☐	☐
> 12 m	☐	☐

Entwässerung:
Abstand zwischen Plattenbase und Dräin oder Graben H
- ≤ 0,60 m ☐
- 0,60 à 1,50 m ☐
- > 1,50 m ☐

OBERFLÄCHENSCHADEN

Art des Schadens	Linke Spur leicht	mittel	schwer	Rechte Spur leicht	mittel	schwer
Schlagloch						
Schwelle						
P.S.R. (mittel)						

Zustand der Banketten und Entwässerung:
- Sehr gut ☐
- Gut ☐
- Mangelhaft ☐
- Schlecht ☐
- Sehr schlecht ☐

Höhe des Unterbaus:
- Damm > 12 m ☐
- Damm zwischen 4,60 - 12,0 m ☐
- Damm zwischen 1,60 - 4,50 m ☐
- (+ 1,50 m) ☐

Anzahl der Dilatationsfugen:
- Einschnitt von 1,60 m bis 4,50 m ☐
- Einschnitt von 4,60 m bis 12 m ☐
- Einschnitt mehr als 12 m ☐

Spikes-Reifenschäden: ☐ ja ☐ nein

Abdichtung in Querfugen: Leicht ☐ Mittel ☐ Schwer ☐

Scheinfugenexistenz: ☐ ja ☐ nein

Zeitliche Flicken (auf beiden Spuren):
- Nein oder zu wenig ☐
- Weniger als die Hälfte der Fugen ☐
- Die Hälfte und mehr der Fugen ☐

OBERFLÄCHENSCHADEN

LOKALISIERUNG / Grad	LINKE SPUR leicht	mittel	schwer	RECHTE SPUR leicht	mittel	schwer

ART DES SCHADENS :

	LINKE SPUR				RECHTE SPUR			
Fugendehnung								
Querfugen (Platten)								
Längsfugen (Platten)								
Schaden des Mineralstoffgemisch								
Pumpen (max. Grad)	0	1	2	3	0	1	2	3
Abblätterung	0	1	2	3	0	1	2	3
Längsfugen mit Abplatzungen (in m) (durchlauf. arm. Bet)								
Lokalschaden, durchlaufend armierter Beton (B.A.C.)								
Bildung von Netzrissen								
Schäden in Konstruktionsfugen (durchlauf. arm. Beton)								

RISSBILDUNG

LOKALISIERUNG / Grad	LINKE SPUR leicht	mittel	schwer	RECHTE SPUR leicht	mittel	schwer

SCHADENTYP :

	LINKE SPUR			RECHTE SPUR		
Längsriss in Oberfläche (Länge in m)						
Querriss in Oberfläche (in m)						
Längsrisse (in m)						
Querrisse (in m)						
Abbröckelnde Plattendecke						
Konstruktionsrisse						
Stufenbildungsschäden in Querfugen						
Stufenbildungschäden in Längsfugen						
Trennung in Fugen zwischen Streifen und Banketten				1	2	3

REPARATUR

Beton durchlaufend armiert ☐
Betonplatten ☐

LOKALISIERUNG / Grad	LINKE SPUR leicht	mittel	schwer	RECHTE SPUR leicht	mittel	schwer

FUGENREPARATUR :

	LINKE SPUR			RECHTE SPUR		
Bituminöse Reparaturen der Fugen Gesamtfläche (m2) (Flicken)						
Gesamte bituminöse Fläche (Flicken)						
Anzahl der reparierten Fugen						
Betonreparatur der Fugen Gesamtfläche (m2)						
Gesamte Betonfläche						
Anzahl der reparierten Fugen						

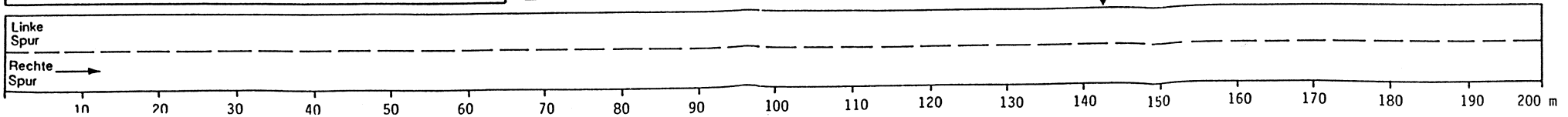
REPARATUR VON GROSSEN FLICKEN UND PLATTENERSATZ

	LINKE SPUR			RECHTE SPUR		
Bituminöse Flicken (m2)						
Gesamte bituminöse Fläche						
Anz. der Reparaturen						
Mit Beton reparierte Flicken (m2)						
Gesamte Fläche						
Anz. der Reparaturen						

FALL: BETON ARMIERT

	LINKE SPUR	RECHTE SPUR
Abbröckeln der Plattenecke		
Oberflächenrisse		
Abblätterung		

- Rissregistrierung (leicht - mittel - schwer)
- Stufenbildungsmessen (in Abstand von 30 cm vom Plattenrand)
- Registrierung der Eckenrisse
- Registrierung der Daten auf der nebenstehenden Tabelle
- Zusätzliche Breite (Abstand zwischen Spurmarkierung und Bankett)



BEILAGE D

BEMESSUNGSVERFAHREN:

1. A A S H T O
2. R E N N E R
3. H U T C H I N S O N
4. C R R

D1 Bemessungsmethode nach AASHTO

Diese Methode ist eine verfeinerte Anwendung und gleichzeitig eine Verbesserung der Methode des "Corps of Engineers"
Die Bemessungsgleichung lautet:

$$h_v = (h^n - Frl \cdot h_b^n)^{1/n}$$

wobei:
Frl = Koeffizient der Restlebenddauer (Er ersetzt den Koeffizienten c in der Gleichung des "Corps of Engineers").

Die Dicke der Verstärkung wird durch folgenden Vorgang bestimmt:

a. Bemessung des bestehenden k-Moduls (Abb. D1.1)

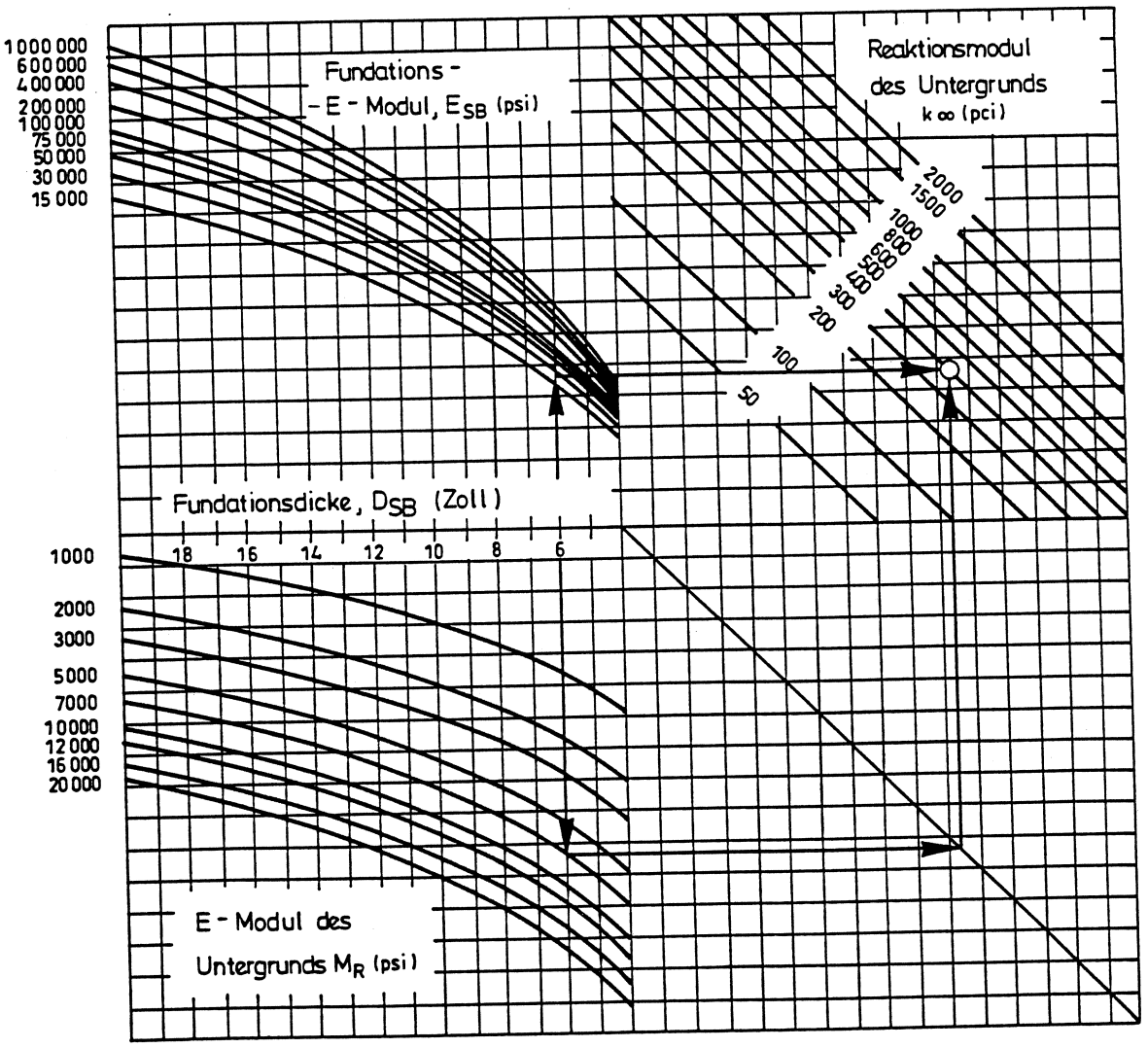


Abb. D1.1: Bestimmung des bestehenden k-Moduls

b. Bestimmung der wirklichen Plattendicke (Abb. D1.2)

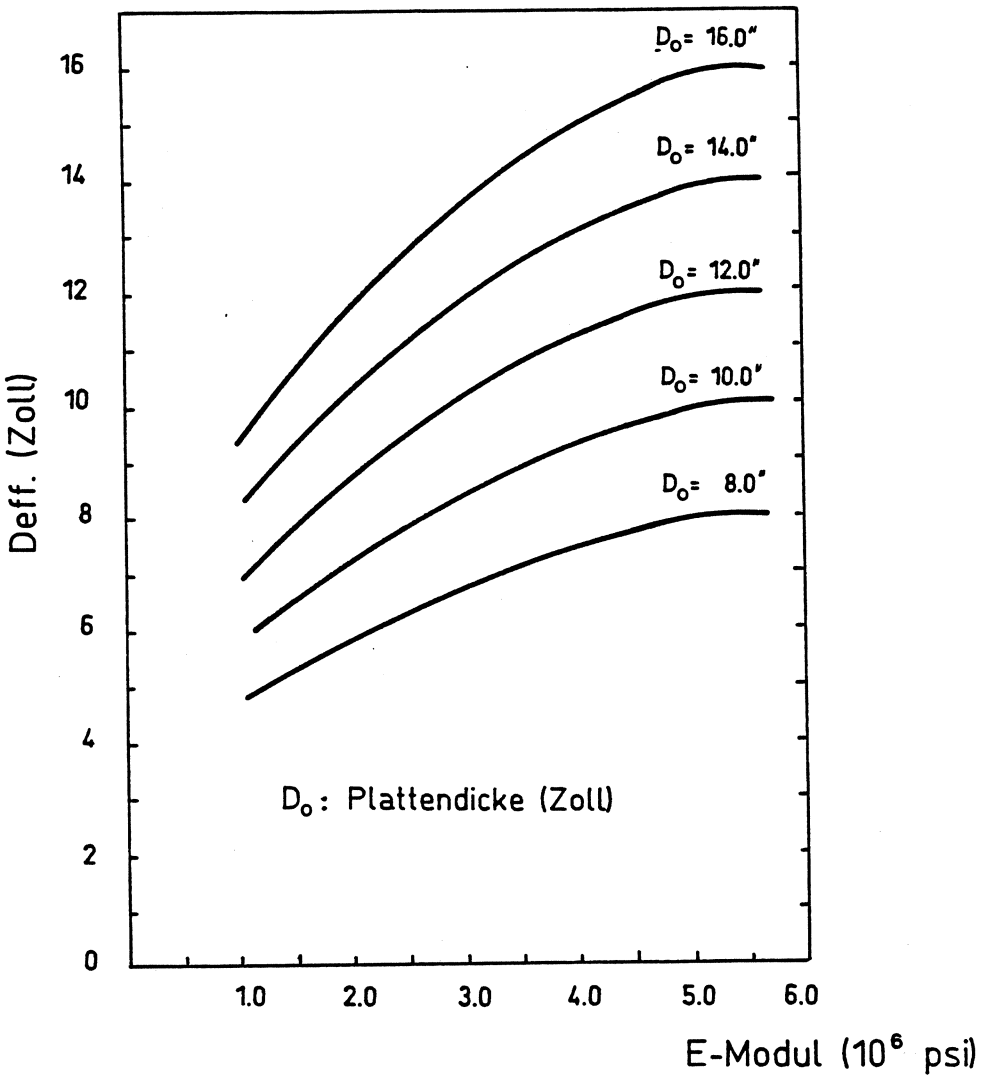


Abb.D1.2 Bestimmung der wirklichen Plattendicke (Deff)

c. Bestimmung der notwendigen Plattendicke (D) für den zukünftigen Verkehr nach der Gleichung:

$$\log_{10}N_{18} = Z_R \cdot S_o + 7{,}35 \cdot \log_{10}(D+1) - 0{,}06 + \frac{\log_{10}\left[\frac{(PSI)}{4{,}5-1{,}5}\right]}{1+\left[\frac{1{,}624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8{,}46}}\right]} +$$

$$+ (4.22 - 0{,}37\, p_t)\ \log_{10}\left[\frac{S_c \cdot C_d\,(D^{0{,}75} - 1{,}132)}{215{,}63 \cdot J\,(D^{0{,}75} - \frac{18{,}42}{(E_{c/k})^{0{,}25}})}\right]$$

wobei:

N_{18}	: zukünftige 18 kips (8,2t) Achslastübergänge
Z_R	: Zuverlässigkeitskoeffizient
S_o	: Standardabweichungskoeffizient der Dickebestimmung
ΔPSI	: $P_o - P_t$
P_o	: ursprüngliche Befahrbarkeit
P_t	: Endbefahrbarkeit
S_c	: Betonbiegzugfestigkeit (psi)
C_d	: Entwässerungskoeffizient
E_c	: Elastizitätsmodul des Betons (pci)
k	: Reaktionsmodul der bestehenden Belagsstruktur (psi)
J	: Lastübertragungskoeffizient

Diese Gleichung ist entweder graphisch (Abb. D1.3) oder numerisch lösbar.

d. Bestimmung der Hilfswerte R_{lx} und R_{ly}
Der Wert R_{lx} = wird wie folgt bestimmt:

$$R_{lx} = 2{,}015 - 6{,}859 \cdot c_x + 5{,}828 \cdot c_x^2$$

c: Belagszustandkoeffizient

Der Wert R_{ly} wird von der folgenden Gleichung bestimmt:

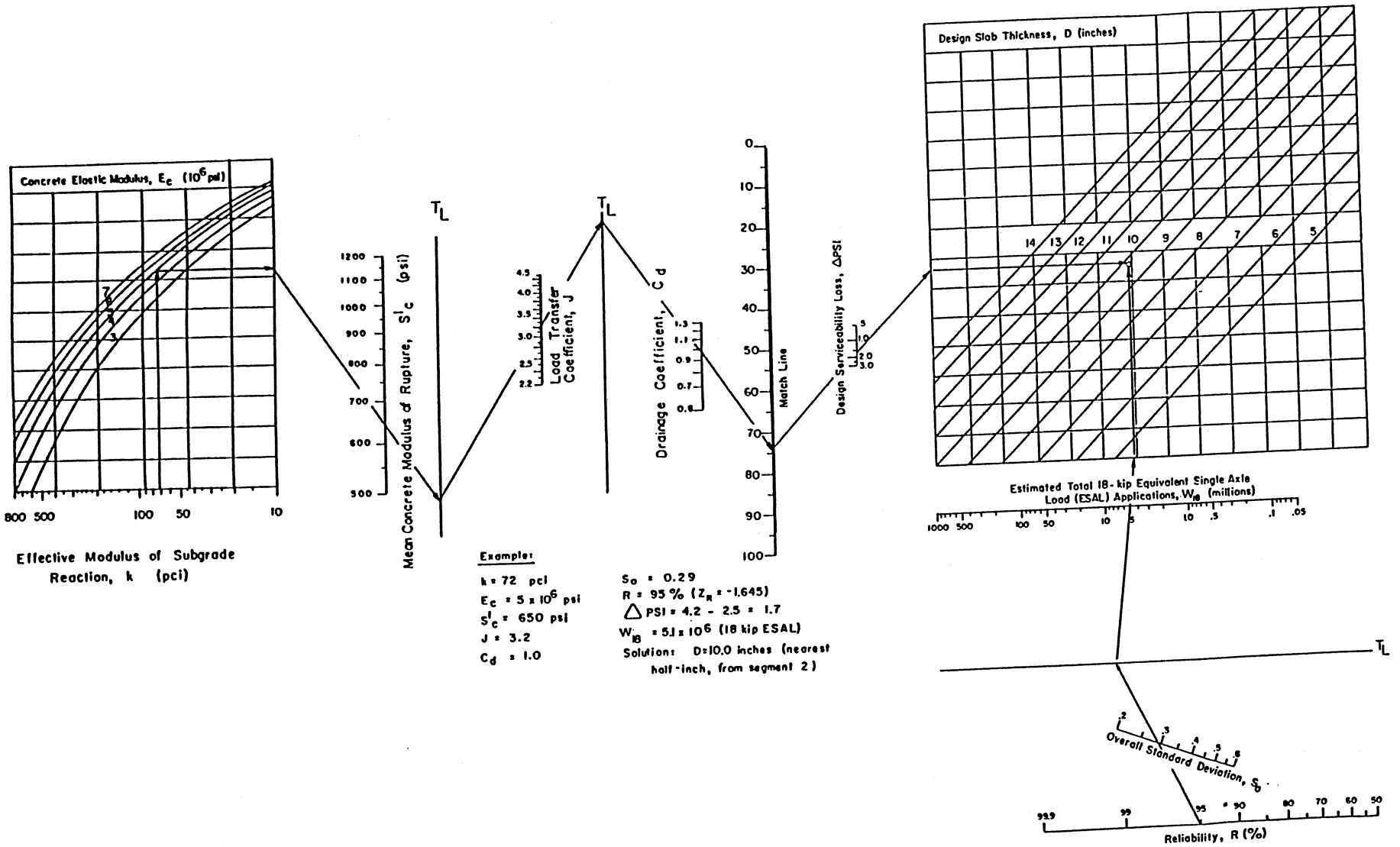
$$R_{ly} = (N_{fy} - y)/N_{fy}$$

wobei:

N_{fy} = äquivalente Achslastwiederholungen (Einzelachse 18 kips bzw. 8,2t, zukünftiger Verkehr).

y = gesamte äquivalente Lastwiederholungen (Einzelachse 18 kips bzw. 8,2t) des verstärkten Belages, so dass der Befahrbarkeitsindex der Verstärkung den Wert 2,5 erreicht

e. Bemessung des F_{rl}-Koeffizient (Abb. D1.4)



Example:

$k = 72$ pci
$E_c = 5 \times 10^6$ psi
$S'_c = 650$ psi
$J = 3.2$
$C_d = 1.0$

$S_o = 0.29$
$R = 95\%$ ($Z_R = -1.645$)
$\Delta PSI = 4.2 - 2.5 = 1.7$
$W_{18} = 5.1 \times 10^6$ (18 kip ESAL)
Solution: D=10.0 inches (nearest half-inch, from segment 2)

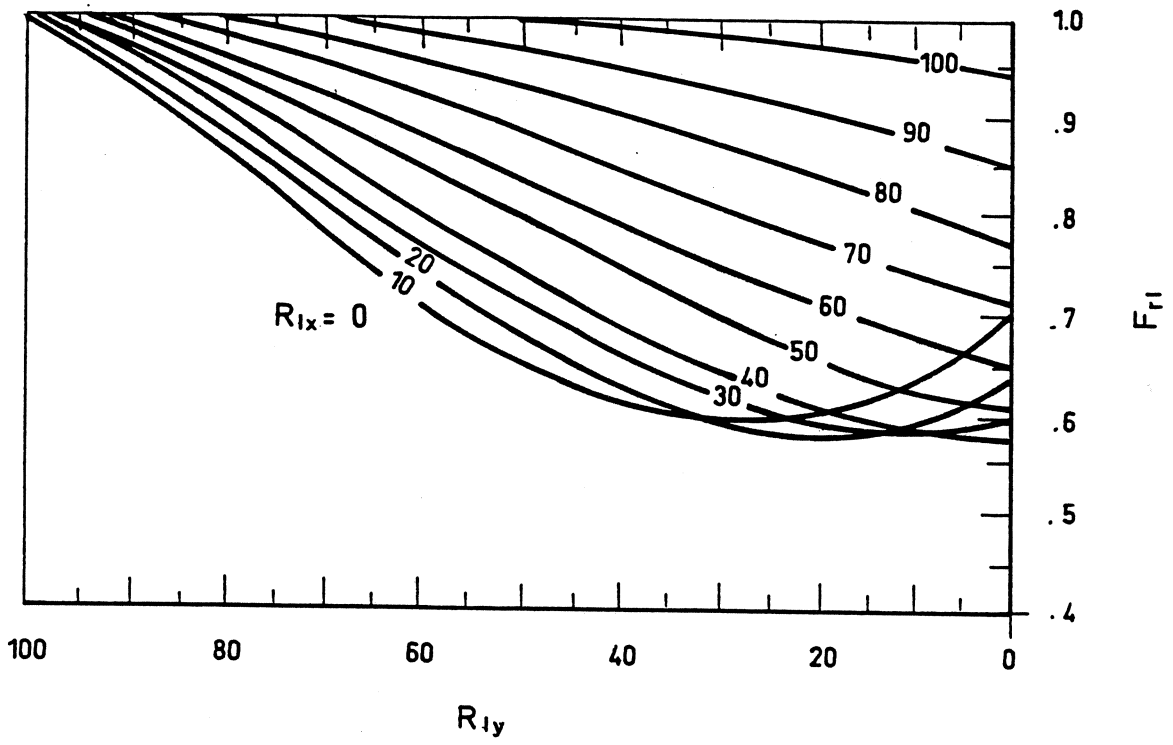


Abb. D1.4: Bestimmung des F_{rl}-Koeffizienten

Die Dicke der Verstärkung (D_{ol}) ist:

$$D_{ol} = (D^n - Frl \; D^n_{eff})^{1/n}$$

D2: Bemessungsmethode nach Renner

Renner benutzt die Gleichung des "Corps of Engineers" in folgender modifizierter Form:

$$h_v = R(h^n - c \cdot h_b^n)^{1/n}$$

wobei:

R = Verminderungskoeffizient (R = 0,8 für Beton mit Bewehrung)

Renner führt eine zusätzliche Belagszustandstufe mit c - Wert gleich 0,50 und berücksichtigt auch die Entwässerung des Untergrundes durch eine Reduktion des c-Koeffizienten wie folgt:

sehr gute Entwässerung	keine Reduktion
gute Entwässerung	Reduktion von c um 0,10 bis 0,20
schlechte Entwässerung	Reduktion von c um 0,30

Die Bemessung wird mit Diagrammen (Abb. D2.1 -3) durchgeführt.

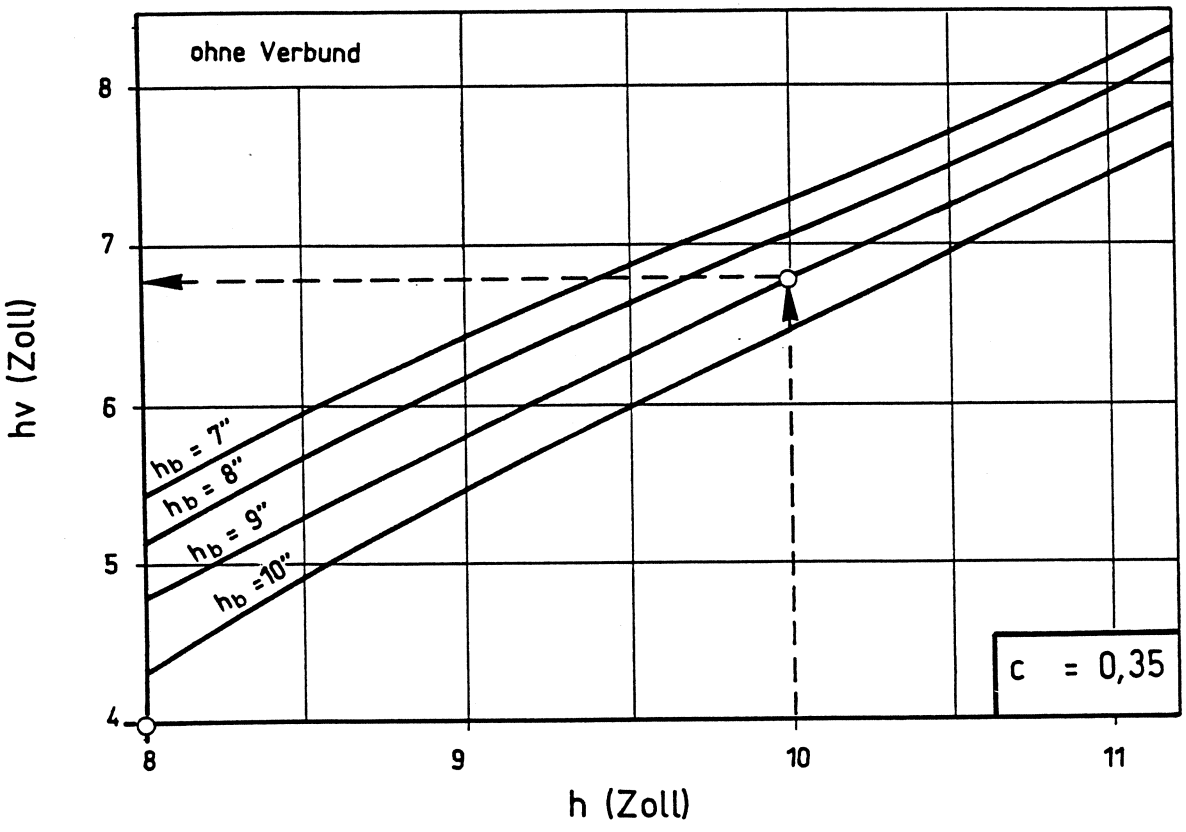


Abb. D2.1: Bemessungsdiagram nach Renner

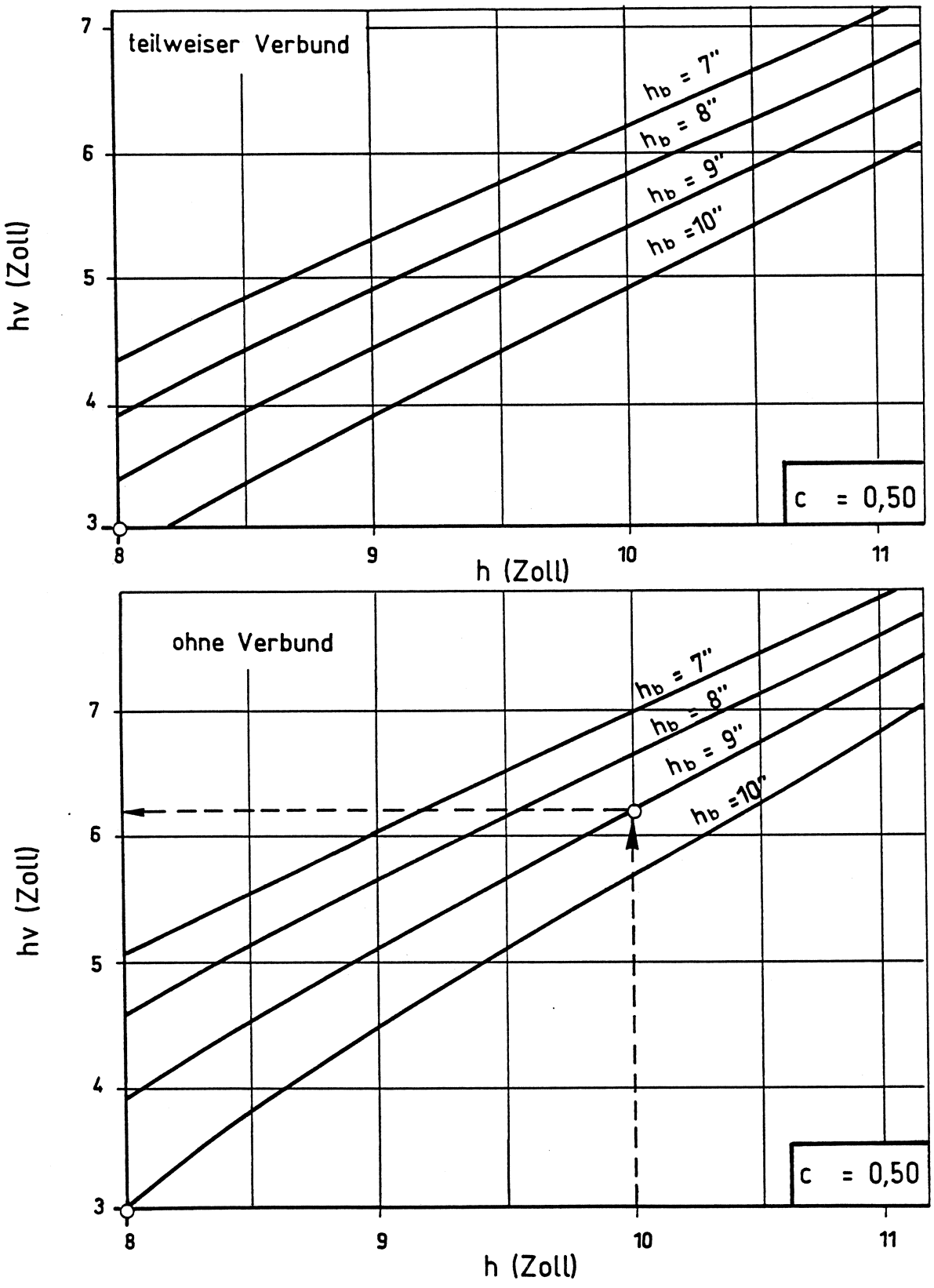


Abb. D2.2: Bemessungsdiagram nach Renner

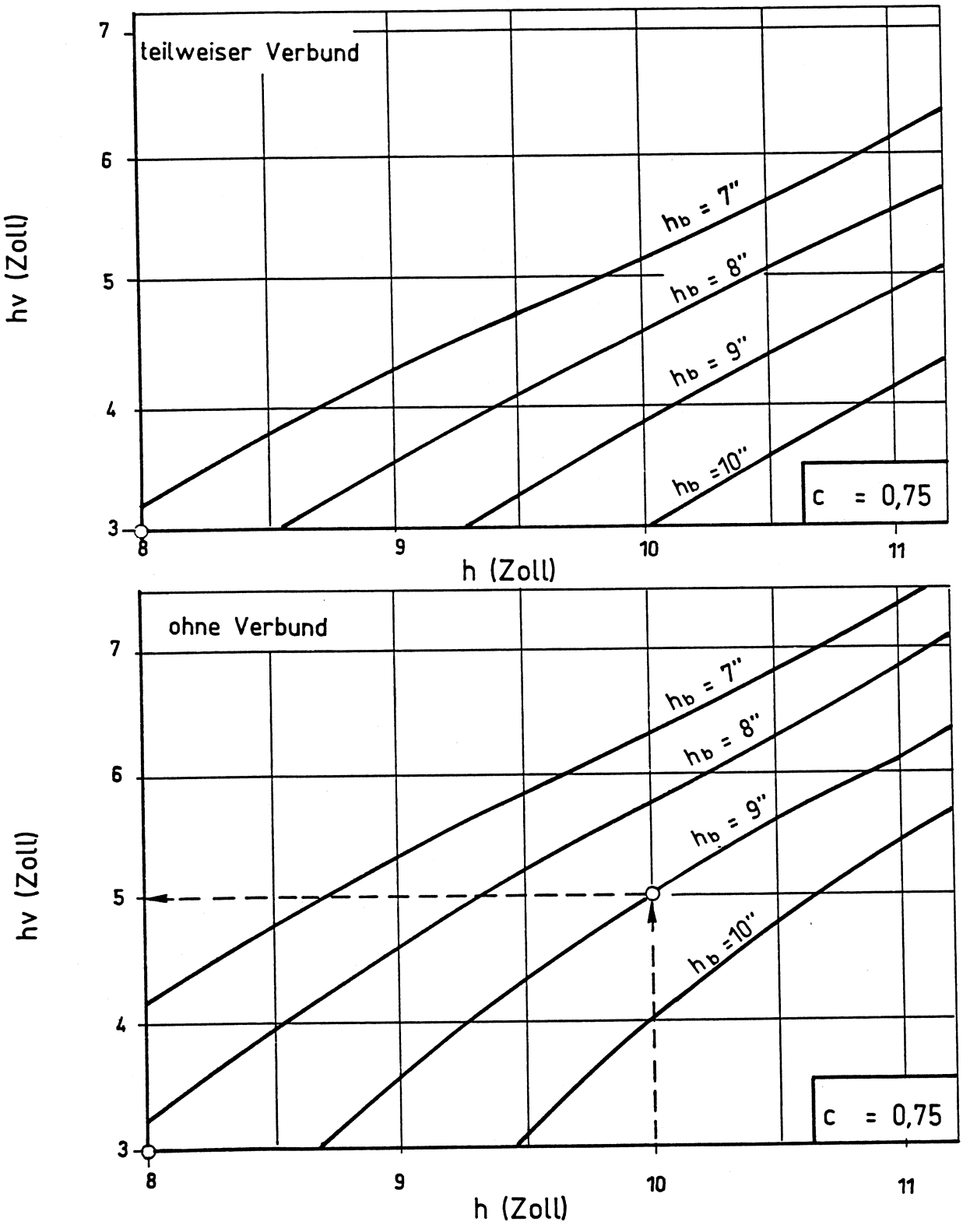


Abb. D2.3: Bemessungsdiagram nach Renner

D3: Bemessungsmethode nach Hutchinson

Die Gleichungen des "Corps of Engineers" wurde in der folgenden modifizierten Form benutzt:

teilweiser Verbund

$$h_v = {}^{1,4}\sqrt{h^{1,4} - c \cdot \left(\frac{h_b}{h_{bd}} \cdot h_b\right)^{1,4}}$$

ohne Verbund

$$h_v = \sqrt{h^2 - c \cdot \left(\frac{h_b}{h_{bd}} \cdot h_b\right)^2}$$

wobei:

h_v = Dicke der Verstärkung
= Dicke eines neuen Oberbaus
h_{bd} = Dicke eines neuen Oberbaus (die Dickebestimmung wird mit der wirklichen bestehenden Betonbiegfestigkeit durchgeführt)
h_b = Dicke der bestehenden Platte

Der Anpassungsfaktor (h_b/h_{bd}) ist anwendbar, wenn die Biegefestigkeit des alten und des neuen Betons mehr als 7,00 N/mm^2 beträgt.

D4: Bemessungsmethode Centre de Recherches Routières (CRR-Belgien)

Die Bemessung basiert auf der Gleichung des "Corps of Engineers". Die Grundgleichung lautet:

$$h_v = (h^n - c \cdot h_b^n)^{1/n}$$

Die Bemessung wird mit den folgenden Nomogrammen (Abb. D4.1 - 2) umd mit der Gleichung

$$h_e = \sum_i^n a_i h_i \text{ (in m)}$$

durchgeführt, wobei

a_i = äquivalenter Faktor = Ei/500
h_i = Dicke der i-Schicht des bestehenden Belages
N_c = Anzahl der Lastwagen
Ei = E-Modul der i Schicht (in MPa)

In dieser Gleichung wird die Betonschicht nicht berücksichtigt.

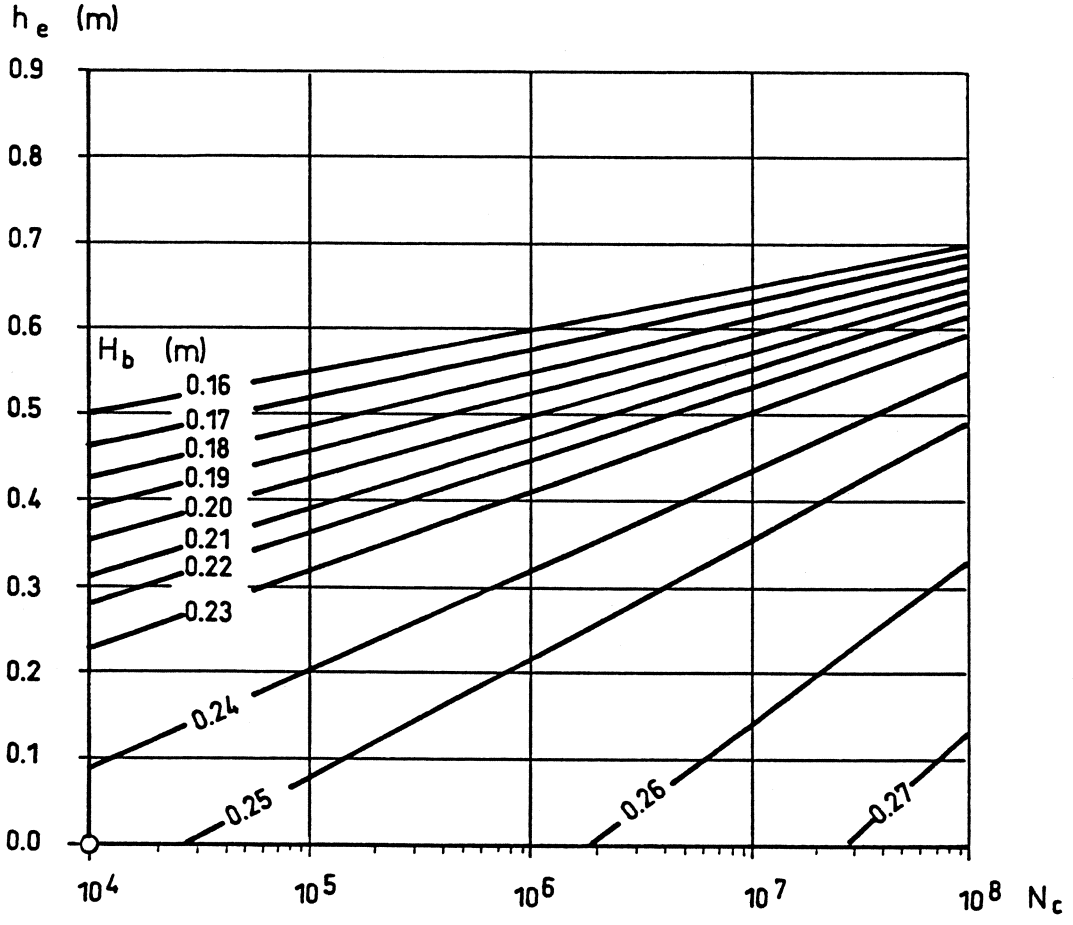


Abb.D4.1: Bemessungsdiagramm für unbewehrte Betonverstärkungen (mit Dübel)

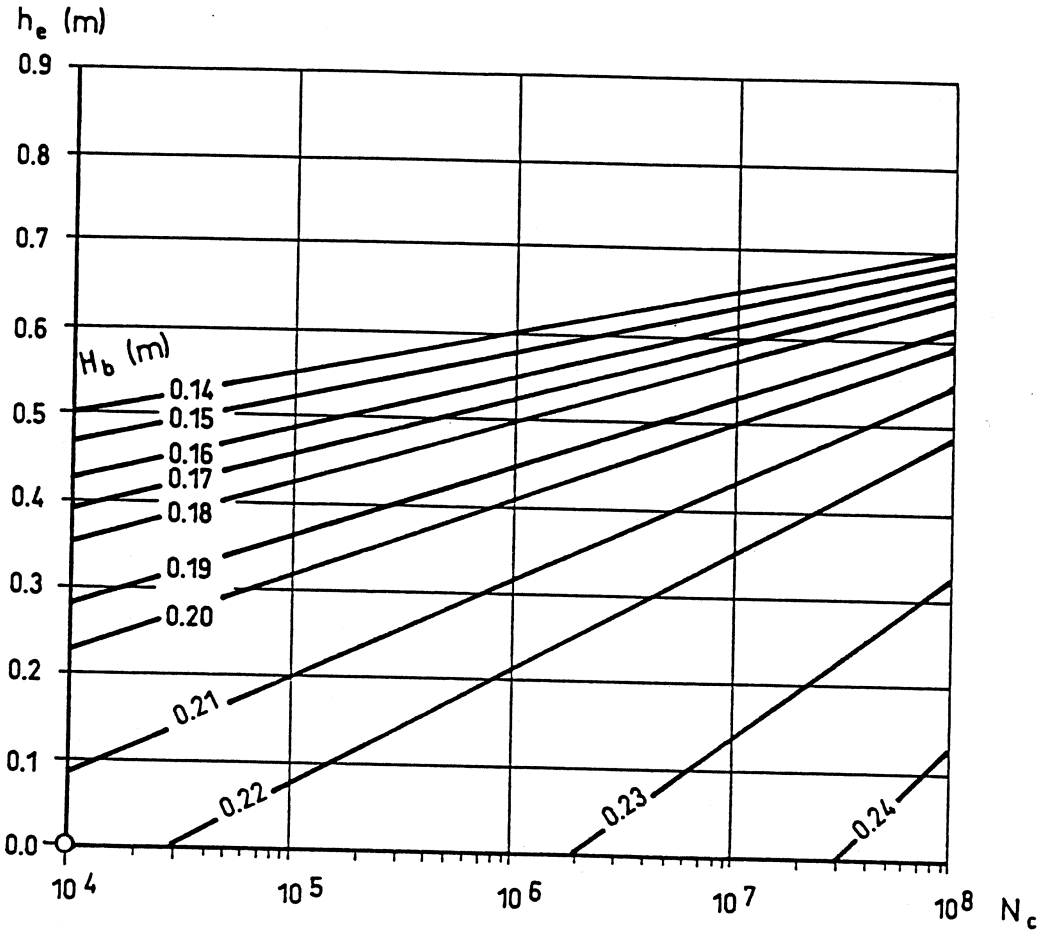


Abb. D4.2: Bemessungsdiagramm für bewehrte Betonverstärkungen

Das CRR-Verfahren unterscheidet drei c Koeffizienten: 0,35 0,75 und 0,90