

TU

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

D I S S E R T A T I O N

ERHÖHUNG DER GRIFFIGKEIT VON ASPHALTSTRASSEN

**Der Einfluss der Polierresistenz feiner Gesteinskörnungen auf das
Griffigkeitsverhalten von Asphaltdeckschichten**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften unter der Leitung von

O.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Dr.h.c. Johann Litzka
und Ao.Univ. Prof. Dr. phil. Walter Eppensteiner
am
Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung (E 233)

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Andreas Pfeiler

E 086 610 9327646

Wienerstraße 66-72/17/2
2345 Brunn am Gebirge

Wien, Mai 2004

.....

VORWORT

Seit Beginn meiner Tätigkeit am Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung der Technischen Universität Wien gehört die wissenschaftliche Bearbeitung des Themas Straßengriffigkeit zu meinen Hauptaufgaben. Neben der messtechnischen Zustandserfassung ist vor allem die Optimierung der Griffigkeitseigenschaften der Straßenoberfläche ein Schwerpunkt meiner Arbeit.

Für die Möglichkeit, mich dieser Thematik zu widmen, möchte ich meinem akademischen Mentor und Förderer O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Dr.h.c. Johann Litzka sehr herzlich danken. Er hat mich mit seinem umfassenden Fachwissen und seiner jahrelangen Erfahrung im Bereich des Straßenbauwesens stets unterstützt. Als Erstgutachter meiner Dissertation hat er maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Besonderer Dank gilt auch dem Zweitgutachter, Herrn Ao.Univ.Prof. Dr. Walter Eppensteiner vom Institut für Ingenieurgeologie der TU Wien. Er stand mir stets auf sehr unkomplizierte Weise mit gutem Rat zur Seite. Seine zahlreichen Anregungen aus dem Blickwinkel der Geologie und Petrographie waren sehr wichtig und haben mir beim Erstellen der Arbeit sehr geholfen.

Darüber hinaus danke ich auch meinem Kollegen und Freund Dipl.-Ing. Dr. Michael Wistuba, der mir als kritischer Lektor meines ersten Manuskripts eine große Hilfe war.

Gewidmet ist diese Arbeit meiner Frau Claudia und meinen Kindern Moritz und Hanna, die die mit dieser Arbeit verbundene zeitliche Belastung erdulden mussten. Sie waren und sind ein Teil meines Erfolges, weshalb ich ihnen den größten Dank ausspreche.

Andreas Pfeiler

KURZFASSUNG

Das Niveau der Fahrbahngriffigkeit und deren zeitabhängige Entwicklung sind wesentlich von der Polierresistenz der in der Deckschicht verwendeten Gesteinsmaterialien abhängig. In den österreichischen Richtlinien und Vorschriften für die Auswahl von Gesteinskörnungen im Straßenbau und deren Einsatz in Deckschichten wird deshalb für die Körnungen > 4 mm (seit 1.5.2004 > 2 mm) eine entsprechende Mindestanforderung an den PSV-Wert (polished stone value) gestellt. Untersuchungen der TU Berlin zeigen jedoch, dass auch die feineren Fraktionen ≤ 4 mm bzw. ≤ 2 mm einen Beitrag zur Erhöhung der Griffigkeit der Straßenoberfläche leisten können.

Um diese Erkenntnisse zu verifizieren und auf österreichische Verhältnisse übertragen zu können, wurden entsprechende Versuche mit 30 in Österreich verfügbaren Sanden durchgeführt. Dabei wurde eine dreistufige Vorgangsweise gewählt.

1. Durchführung von Quellversuchen nach ÖNORM B 3681 an Asphaltprobekörpern mit allen Sanden. Dadurch konnten solche Sande, die die Beständigkeit des Asphalttes gegen Quellung negativ beeinflussen von der weiteren Betrachtung ausgeschlossen werden.
2. Polierversuche mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze und Polierwertmessungen mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer an allen Sanden und Einteilung in insgesamt fünf Polierresistenz-Klassen, sowie Auswahl eines repräsentativen Sandes pro Klasse unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Quellversuch.
3. Herstellung von Asphaltprobekörpern (AB 8 und SMA 8) unter Verwendung von unterschiedlich polierresistenten Splitten (PSV = 51 bzw. PSV = 40) und Variation der Sande unterschiedlicher Polierresistenz in den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm. Durchführung von Polierversuchen mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze sowie Griffigkeitsmessungen mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer. Ergänzend erfolgte die Ermittlung des Verschleißwiderstandes der verwendeten Gesteine als Grundlage für die Beurteilung der Polier-Ergebnisse.

Anhand der Ergebnisse aus der Griffigkeitsuntersuchung an den AB 8-Proben zeigt sich, dass bei Verwendung hoch polierresistenter Sande in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm ein griffigkeitserhöhender Einfluss nachgewiesen werden kann. Bei Verwendung eines hoch polierresistenten Sandes nur in Kornklasse 0/2 mm ist unter Berücksichtigung des Verschleißwiderstandes der verwendeten Gesteine ebenfalls ein griffigkeitserhöhender Einfluss nachweisbar. Einen geringen Einfluss auf die Griffigkeit von Asphalt hat die Polierresistenz der Kornklasse 2/4 mm.

Bei den SMA 8-Proben lässt sich hingegen kein Einfluss der Sandpolierresistenz erkennen.

ABSTRACT

The skid resistance of the pavement surface and its development by time is mainly affected by the resistance to polishing of the used aggregates. Current Austrian specifications and regulations governing the selection of aggregate grain sizes in road construction and their use in road surfacings specify minimum requirements for the aggregate size range 8/10 mm in terms of PSV (polished stone value) as a proxy value for grain sizes > 4 mm (since 1.5.2004 > 2 mm) to ensure adequate skid resistance of road surfacings. However, research at the TU Berlin suggests, that particularly in fine-grained surfacing, even the finer fractions ≤ 4 mm (≤ 2 mm) may enhance the skid resistance of pavement surfaces.

To verify these conclusions for aggregates which are used for road construction in Austria, respective experiments with 30 different materials were performed. A test-procedure in three steps was defined.

1. Execution of swelling tests according to the Austrian standard ÖNORM B 3681 on asphalt test specimens made with each type of sand. This enables the exclusion from further testing of sands with a negative influence on the asphalt's swelling resistance.
2. Polishing tests according to the Wehner/Schulze method and measurements of polishing values on all sands using the laboratory skid resistance tester Frictometer, followed by a classification of the sands into a total of five polishing resistance classes as well as selection of one representative sand for each class taking into account the results of the swelling test.
3. Production of asphalt test specimens (AB 8 and SMA 8) using chippings > 4 mm with different polishing resistance (PSV = 51 and PSV = 40) and of sands with different polishing resistance in the size fractions 0/2 mm and 2/4 mm. Performance of polishing tests according to the Wehner/Schulze method and measurements of skid resistance using the Frictometer. Additionally the resistance to wear of the used aggregates was determined for a sophisticated evaluation of the polishing results.

The results conducted on the AB 8 specimens show that the use of highly polishing-resistant sands in both grain size classes (0/2 mm and 2/4 mm) has a beneficial influence on skid resistance. Also highly polishing-resistant sands in the grain size class 0/2 mm has a beneficial influence on skid resistance considering the resistance to wear of the used aggregates. The beneficial influence on skid resistance of grain size class 2/4 mm alone is not very significant.

By contrast, the results obtained from testing of SMA 8 specimens do not show any influence of the sand's polishing resistance on skid resistance.

INHALTSVERZEICHNIS

1. Aufgabenstellung und Zielsetzung	1
2. Strassenbautechnische Grundlagen zur Griffigkeit	4
2.1 Begriffsdefinition.....	4
2.2 Einflussparameter	5
2.2.1 Reifen.....	7
2.2.1.1 Gummimischung des Reifens.....	7
2.2.1.2 Reifenbauart.....	8
2.2.1.3 Laufflächenprofil.....	9
2.2.1.4 Reifeninnendruck	11
2.2.2 Straßenoberfläche	11
2.2.2.1 Textur.....	12
2.2.2.2 Straßenbaustoff	16
2.2.2.3 Witterungseinflüsse.....	18
2.2.3 Zwischenmedium	19
2.2.3.1 Hydrodynamisches Aquaplaning.....	23
2.2.3.2 Viskoelastisches Aquaplaning.....	24
2.2.4 Reifenkinematik – Schlupf	24
2.2.5 Gummireibung (Reibungsbeiwert)	29
2.2.5.1 Adhäsion und Hysterese.....	31
2.2.5.2 Kohäsion und Viskosität	34
2.3 Griffigkeitsmessung	35
2.3.1 Methoden und Verfahren	35
2.3.1.1 Stationäre Griffigkeitsmessung	35
2.3.1.2 Dynamische Griffigkeitsmessung.....	36
2.3.2 Messgeräte	37
2.3.2.1 SCRIM – Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine.....	37
2.3.2.2 SRM Stuttgarter Reibungsmesser – RoadSTAR-Road Surface Tester of Arsenal Research.....	38
2.3.2.3 Skiddometer	39
2.3.2.4 GripTester	40
2.3.3 Praxis in Österreich.....	42
3. Gesteinstechnische Grundlagen.....	44
3.1 Einteilung der Gesteine nach ihrer Entstehung.....	44
3.1.1 Magmatite	44
3.1.2 Sedimente.....	46
3.1.3 Metamorphite.....	46
3.2 Straßenbaugesteine in Österreich.....	50
3.3 Gesteinseigenschaften und ihre Anforderungen	53
3.3.1 Festigkeit und Frostbeständigkeit	57
3.3.2 Kornform, Korngröße und Bruchflächigkeit	57
3.3.3 Haftverhalten.....	58
3.3.4 Reinheit.....	59
3.3.5 Sonnenbrennerzerfall	59
3.3.6 Quellverhalten – Wasserempfindliche Substanzen.....	59

3.3.7 Polierwiderstand und Verschleißverhalten	61
3.3.7.1 Theoretische Betrachtung des Poliervorganges.....	62
3.3.7.2 Poliervorgang auf der Straßenoberfläche	63
3.4 Prüfung von Straßenbaugesteinen	64
3.4.1 Quellversuch	64
3.4.2 Polierversuch mit anschließender Griffigkeitsmessung.....	64
3.4.2.1 Polierprüfung nach British Standard und Pendelgerät	66
3.4.2.2 Polierprüfung nach Wehner/Schulze und Laborgriffigkeitsmessgerät	69
3.4.3 Prüfung der Verschleiß- und Abriebseigenschaften	79
3.4.3.1 Micro-Deval-Verfahren.....	80
3.4.3.2 Los-Angeles-Verfahren	82
4. Verbesserung der Griffigkeit von Asphalt durch Mischgutoptimierung	85
4.1 Ausgangssituation und Zielsetzung	85
4.2 Versuchsprogramm.....	86
4.2.1 Phase 1: Auswahl der Gesteine.....	91
4.2.2 Phase 2-1: Quellversuch	92
4.2.2.1 Durchführung des Quellversuchs	92
4.2.2.2 Ergebnisse des Quellversuchs	98
4.2.3 Phase 2-2: Sandpolierprüfung.....	101
4.2.3.1 Durchführung der Sandpolierprüfung	101
4.2.3.2 Ergebnisse der Sandpolierprüfung	105
4.2.3.3 Vergleichsuntersuchung zur Ermittlung der Griffigkeit im Labor.....	111
4.2.4 Phase 3-1: Asphaltmischungen mit polierresistentem Splittkorn	116
4.2.4.1 Herstellung der Asphaltmischungen.....	116
4.2.4.2 Durchführung der Asphaltpolierprüfung	125
4.2.4.3 Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung	126
4.2.4.4 Ergänzende Untersuchung zur Interpretation der Ergebnisse.....	134
4.2.4.5 Zusammenfassung – Asphaltprüfung Phase 3-1	144
4.2.5 Phase 3-2: Asphaltmischungen mit gering polierresistentem Splittkorn	148
4.2.5.1 Herstellung der Asphaltmischungen.....	149
4.2.5.2 Durchführung der Asphaltpolierprüfung	152
4.2.5.3 Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung	152
4.2.5.4 Zusammenfassung – Asphaltprüfung Phase 3-2	154
4.3 Versuchsergebnis und Ausblick.....	157
4.4 Vorschläge zur Abänderung des derzeit gültigen Regelwerkes.....	167
5. Zusammenfassung.....	170
5.1 Ausgangssituation und Zielsetzung	170
5.2 Versuchsprogramm.....	171
5.3 Versuchsergebnisse	173
5.4 Schlussfolgerungen.....	175
6. Literatur	177

1. AUFGABENSTELLUNG UND ZIELSETZUNG

Die Straßengriffigkeit ist eine wesentliche Anforderung an die Straßenoberfläche zur Gewährleistung der erforderlichen Sicherheit der Verkehrsteilnehmer. Sie hat besonders dort einen hohen Stellenwert, wo es infolge der Verkehrseinwirkung zu einer verstärkten Polierbeanspruchung kommt, wie z.B. in Bereichen mit kleinen Kurvenradien, mit großer Längsneigung oder in Bremsstrecken. Die Aufrechterhaltung der Straßengriffigkeit ist somit eine der wesentlichen Aufgaben des Straßenerhalters hinsichtlich der Bereitstellung einer betriebssicheren Straßeninfrastruktur für den Straßenbenutzer. Diese Aufgabe wird jedoch dann zu einer Verpflichtung, wenn der Straßenerhalter für das zuständige Straßennetz mit einem so genannten Fruchtgenussrecht ausgestattet ist. Ein solches Recht ermöglicht die Einhebung von Mautgebühren bzw. Benützungsgebühren. In Österreich trifft diese Verpflichtung derzeit die Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-AG (ASFINAG) sowie deren Tochtergesellschaften. Gleiches gilt für ein so genanntes PPP (Public Private Partnership), bei dem ein privater Rechtsträger mit der Planung, Finanzierung, Errichtung, Erhaltung und dem Betrieb eines öffentlichen Infrastrukturvorhaben beauftragt wird, und im Gegenzug für eine bestimmte Betriebszeit das Recht auf Gebühreneinhebung erhält.

Sowohl die von der ASFINAG im Jahre 1997 eingeführte Vignettenpflicht, sowie die seit Beginn des Jahres 2004 eingeführte LKW-Maut am österreichischen A- u. S-Netz entsprechen einem zivilrechtlichen Entgelt, das dazu führt, dass der Straßenbetreiber mit dem Benutzer einen Vertrag eingeht. Dadurch haftet der Straßenerhalter auch für Sicherheitsmängel an der Infrastruktur bei leichter Fahrlässigkeit und es gilt die Beweislastumkehr: Der Straßenerhalter haftet, solange er seine Unschuld nicht beweisen kann.

Das Thema Straßengriffigkeit hat in den letzten Jahren an politischer Bedeutung stark zugenommen. Einer Parlamentarischen Enquete im Jahre 2000 folgte im März 2001 ein Entschließungsantrag betreffend die Verbesserung der Verkehrssicherheit durch Erhöhung der Griffigkeit österreichischer Straßen. 2002 wies die Österreichische Bundesregierung mit ihrem „Verkehrssicherheitsprogramm 2002-2010“ darauf hin, dass u.a. durch die Definition verbindlicher Qualitätsanforderungen an die Fahrbahnoberfläche die Zahl der Unfälle und Verkehrstoten reduziert werden soll. Um für Österreich Strategien zur Gewährleistung einer hohen Fahrbahngriffigkeit zu entwickeln und damit zur Erhöhung der Verkehrssicherheit beizutragen, veranstaltete das Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung der TU Wien (ISTU) gemeinsam mit der Österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV) im Herbst 2002 das Kolloquium „Fahrbahngriffigkeit“, wo auch die in Deutschland eingeführten Anforderungskriterien hinsichtlich Griffigkeit diskutiert wurden.

Trotz der intensiven Diskussion, die in Deutschland bestehenden Anforderungskriterien an die Fahrbahngriffigkeit auf Österreich zu übertragen, sind für neue Straßen bzw. neue Deckschichten in den derzeit gültigen österreichischen Richtlinien noch keine konkreten Griffigkeitsanforderungen vorgesehen. Es wird vielmehr davon ausgegangen, dass durch die Verwendung entsprechend polierresistenten Gesteinsmaterials und einer entsprechenden Makrotextur eine ausreichende Fahrbahngriffigkeit gewährleistet ist. Allein für das von der ASFINAG betriebene Autobahn- und Schnellstraßennetz gibt es zwei Erlässe des BMVIT, in denen vorläufige Griffigkeitsanforderungen für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt und Beton definiert sind [BMVIT, 2002, 2003].

Abgesehen von diesen Erlässen wird in den derzeit gültigen österreichischen Richtlinien und Vorschriften an die Auswahl von Gesteinskörnungen im Straßenbau und deren Einsatz in Deckschichten an die Kornklasse 8/10 mm stellvertretend für die Gesteinskörnungen > 4 mm eine Mindestanforderung bezüglich des PSV-Wertes (polished stone value) gestellt. Mit der Umsetzung der ÖNORM EN 13043 [ONI, 2003] bis spätestens Mitte 2004 ist dieser Mindestwert zusätzlich für die Kornklasse 2/4 mm nachzuweisen.

Jüngste deutsche Untersuchungen von DAMES et al. [2000a, 2000b] zeigen jedoch, dass besonders bei feinkörnigen Deckschichten, die u.a. auch wegen der Verringerung der Lärmemission zur Anwendung kommen, die feineren Fraktionen ≤ 4 mm nicht nur anfangs sondern während der gesamten Nutzungsdauer der Straße die Griffigkeit der Straßenoberfläche nachhaltig beeinflussen können. Die Berücksichtigung der Sandfraktionen in der Beurteilung der Polierresistenz des Gesteinsmaterials erscheint daher überaus sinnvoll.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird eine umfassende Untersuchung von Asphaltmischgut durchgeführt, um den Einfluss der Polierresistenz feiner Gesteinskörnungen ≤ 4 mm auf die Griffigkeit von Asphalt zu ermitteln. Davor wird die Polierresistenz möglichst aller in Österreich verfügbaren Sande mit dem Polierverfahren nach Wehner/Schulze ermittelt. Darüber hinaus werden alle verwendeten Gesteine auf ihren Einfluss hinsichtlich der Quellbeständigkeit des Asphalts überprüft. Bei der anschließenden Auswahl der Gesteinskörnungen für die verschiedenen Asphaltmischungen wird somit einerseits deren Polierresistenz berücksichtigt, andererseits aber auch deren Einfluss auf die Beständigkeit des Asphalts gegen Quellung. Dadurch soll ausgeschlossen werden, dass ein polierresistenter Sand zwar eine Verbesserung der Griffigkeit von Asphaltdeckschichten bewirkt, aber das Quellverhalten von Asphalt möglicherweise negativ beeinflusst. Eine Verbesserung der Griffigkeit von Straßenoberflächen darf in keinem Fall zu Lasten der Beständigkeit gegen Quellung und somit der Dauerhaftigkeit des Asphaltpaketes gehen. Es sind ausschließlich jene Materialien geeignet, die keine Quellreaktion im Asphalt hervorrufen.

Zur Berücksichtigung dieses Aspektes wird im Rahmen der gegenständlichen Arbeit mit Hilfe des Quellversuches nach ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] eine Vorselektion der Materialien durchgeführt. Aus jenen Materialien, welche die Beständigkeit des Asphaltes gegen Quellung in keiner Weise negativ beeinflussen, sollen schließlich verschiedene Asphaltmischungen hergestellt werden. Darüber hinaus soll zur Interpretation der Ergebnisse auch der Verschleißwiderstand der Gesteine beurteilt werden, da eine Polierbeanspruchung in der Regel auch mit einer Verschleiß-Abriebsbeanspruchung verbunden ist.

Ziel der gegenständlichen Arbeit ist es, den Einfluss der in Österreich zur Verfügung stehenden Sande auf die Oberflächeneigenschaft „Griffigkeit“ im Asphaltstraßenbau herauszuarbeiten. Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Ergebnisse sollen zur Erhöhung der Verkehrssicherheit beitragen und gegebenenfalls zur Überarbeitung des Richtlinienwerkes herangezogen werden.

2. STRASSENBAUTECHNISCHE GRUNDLAGEN ZUR GRIFFIGKEIT

2.1 Begriffsdefinition

Unter dem Begriff „Griffigkeit“ versteht man jene Eigenschaft der Straßenoberfläche, die für den aktivierbaren Widerstand in der Kontaktfläche Fahrzeugreifen/Straßenoberfläche verantwortlich ist. Vor allem bei Nässe kann ein in der Kontaktfläche vorhandener Wasserfilm diesen Widerstand und infolge auch die mögliche Kraftübertragung erheblich reduzieren. Die mögliche Kraftübertragung wird seitens der Straßenoberfläche durch deren Griffigkeit bestimmt.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der Reibungsphysik geht man davon aus, dass es einen quantifizierbaren Wert geben muss, der die Größe der übertragbaren Kraft beschreibt. Dieser Wert ist physikalisch gesehen ein Reibungskoeffizient oder Reibungsbeiwert, der unabhängig von der Auflagefläche und proportional zur Normalkraft ist. Je größer der Reibungsbeiwert ist, umso größer ist auch der durch Reibung erzeugte Widerstand bzw. die übertragbare Kraft. Ist der Reibungsbeiwert in der Kontaktfläche Fahrzeugreifen/Straße gleich Null, dann findet auch keine Kraftübertragung statt.

Der Reibungsbeiwert – auch Reibungswert, Reibungswiderstand, Reibwert oder Kraftschlussbeiwert genannt – ist definiert als der Quotient aus den durch Kraftschluss auf die Fahrbahn übertragenen Horizontalkräften und den gleichzeitig wirkenden Normalkräften [FGSV, 2001]. Der Ansatz der klassischen Reibungsphysik, nämlich dass der Reibungsbeiwert konstant und von der Auflast unabhängig ist, trifft auf den Reibungsvorgang zwischen rollendem Rad und Straßenoberfläche hingegen nicht exakt zu. Eine detaillierte Erklärung hierzu ist dem Kapitel 2.2.5 zu entnehmen.

Der Gleitreibungsbeiwert – auch Gleitbeiwert, Gleitwert oder Gleitreibwert genannt – ist ein Sonderfall des Reibungsbeiwertes und ein Begriff, der in der Messtechnik verwendet wird. Er bezeichnet jenen Reibungsbeiwert, der beim Griffigkeits-Messverfahren mit blockiertem Rad (oder Gummigleiter) gemessen wird (siehe Kapitel 2.3 u. 3.4.2).

Der Polierwert – auch Polierbeiwert genannt – ist ein Begriff, der ebenfalls in der Messtechnik verwendet wird. Er ist ein Maß für den Polierwiderstand von Gesteinskörnungen und wird durch ein Polierverfahren an einer Prüfkörnung bestimmt. Beim Verfahren nach Wehner/Schulze ist der Polierwert physikalisch gesehen ein Gleitreibungsbeiwert.

2.2 Einflussparameter

Der in der Kontaktfläche Fahrzeugreifen/Straßenoberfläche mögliche Reibungsbeiwert ist von vielen Einflüssen geprägt. Die Einflussparameter auf die Griffigkeit von Verkehrsflächen können in vier Gruppen eingeteilt werden (siehe Abb. 2-1):

- *Einflüsse des Reifens:* Profilart, Profiltiefe, Schlupf, Gummizusammensetzung, Luftdruck (siehe Kapitel 2.2.1)
- *Einflüsse der Straße:* Oberflächentextur (Makro- und Mikrotextur), Polierfähigkeit, Deckenbauart (siehe Kapitel 2.2.2)
- *Einflüsse des Fahrzeuges:* Geschwindigkeit, Radlast, Radstellung, Radlastschwankungen
- *Einflüsse des Zwischenmediums:* Wasserfilm, Eis, Schnee, Schmutzfilm etc.

Auf der einen Seite stehen dabei die Einflüsse des Reifens, des Fahrzeuges und eines eventuell vorhandenen Zwischenmediums, also jene Einflüsse, die durch die Straßenbautechnik nicht bis wenig beeinflusst werden können. Auf der anderen Seite steht der Einfluss der Straße, also jene Parametergruppe, deren Einfluss auf die Griffigkeit durch entsprechende straßenbautechnische Maßnahmen gesteuert werden kann. Etwa durch die Wahl einer entsprechenden Textur, die Optimierung der Mischgutzusammensetzung in Hinblick auf die verwendeten Gesteinsmaterialien oder durch die Wahl entsprechender Trassierungselemente.

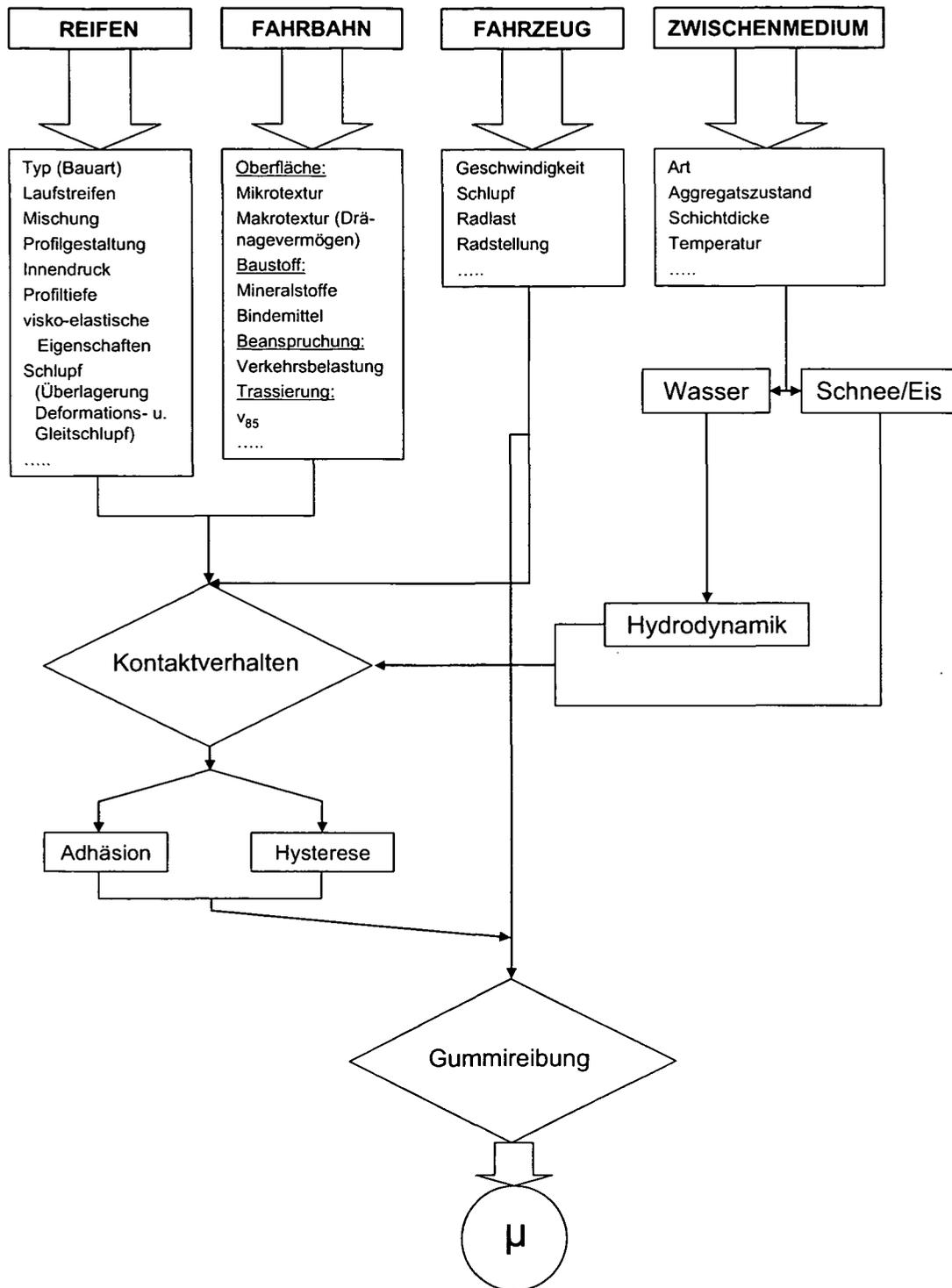


Abb. 2-1: Einflussparameter auf die Reibung zwischen Reifen und Straßenoberfläche (erweitert nach [BACHMANN, 1998]).

Da die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Faktoren sehr komplex sind, kann der Einfluss der einzelnen Parameter auf den Reibungsvorgang von Fall zu Fall unterschiedlich stark ausgeprägt sein kann.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die verschiedenen Einflussparameter detailliert beschrieben, wobei auf den Reifen und das Fahrzeug, die Textur und die Baustoffe sowie das Zwischenmedium eingegangen wird.

2.2.1 Reifen

Der Reifen ist neben der Straßenoberfläche einer der beiden Reibpartner und nach KALENDER [1987] eine Kompromisslösung aus den vielfältigen, sich teilweise widersprechenden Forderungen nach:

- größerem Fahrkomfort
- ausreichender Tragfähigkeit
- Eignung für hohe Geschwindigkeiten
- guter Reibung auf trockener und auf nasser Fahrbahn, in tangentialer wie seitlicher Richtung
- geringem Rollwiderstand
- geringem Abrieb
- geringer Geräusentwicklung

Als Einflussfaktoren auf die Reibung zwischen Reifen und Fahrbahn gelten dabei nach KALENDER [1987]:

- die Gummimischung des Reifens
- die Reifenbauart
- das Laufflächenprofil
- der Reifeninnendruck

Diese Einflussfaktoren des Reibpartners Reifen werden in der Folge eingehend behandelt.

2.2.1.1 Gummimischung des Reifens

Die Gummimischung des Reifens wird hauptsächlich von den Materialeigenschaften Hysterese und Gummihärte bestimmt. Gummimischungen mit großem Hysteresevermögen und/oder mit geringer Härte führen einerseits zu größeren Reibungsbeiwerten bei Nässe, andererseits jedoch auch zu einem stärkeren Reibungsverschleiß [KALENDER, 1987].

Die Gummimischungen von Fahrzeugreifen unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Rezeptur, bei der die Anteile der Inhaltstoffe variiert werden. Neben den Grundstoffen Naturkautschuk, Styrol-Butadien, Butyl und Nitrilkautschuk werden u.a. Füllstoffe wie Ruß oder Silica beigemischt [BACHMANN, 1998].

Je nach Verwendungszweck der Reifen tendiert man zur Anwendung eines bestimmten Kautschukpolymers oder einer Mischung verschiedener Kautschuke. Da sich alle Kautschuke mit Ausnahme des Butyls miteinander mischen lassen, können auf diese Weise Mischungen mit einem bestimmten Eigenschaftsbild (z.B.: Sommer- oder Winterreifen) erzielt werden [HOFFERBERTH, 1970].

2.2.1.2 Reifenbauart

Wie Abb. 2-2 zeigt, besteht der Reifen aus der Karkasse (auch Unterbau genannt), die als Festigkeitsträger um den Wulstkern geschlungen ist, welcher seinerseits dem Reifen Halt auf der Felgenschulter gibt. Der Wulstkern besteht aus Stahldrähten und die Karkasse aus gummierten, parallel liegenden Kunstseiden-, Nylon-Polyester- oder Stahlfäden. Auf dem äußeren Durchmesser ist die Lauffläche (auch Protektor genannt) aufgebracht, mit der sich der Reifen gegen die Straße abstützt und die ein entsprechendes Profil hat. Seitlich gehen die Laufflächen in die Schulter und diese wieder in die Seitenwand über. Schulter und Seitenwand bestehen aus unterschiedlichen Gummimischungen, da sie nicht wie die Lauffläche dem Verschleiß unterworfen sind. Eine seitlich angebrachte Scheuerleiste soll die Beschädigung der Seitenwand bei Berührung mit Bordsteinen verhindern [REIMPELL, 1971].

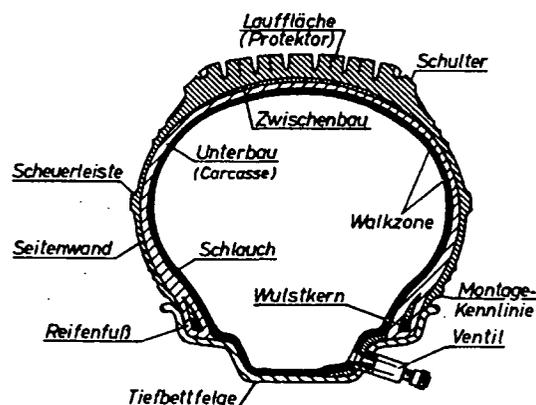


Abb. 2-2: Aufbau eines Diagonalreifens mit Schlauch [REIMPELL, 1971].

Je nach Ausbildung der Karkasse unterscheidet man zwischen Diagonal- und Radialreifen. Der Diagonalreifen – wird heute fast ausschließlich für Motorräder und landwirtschaftliche Maschinen verwendet – weist in der Karkasse gekreuzte Lagen auf,

der Fadenwinkel der Karkasse beträgt zwischen 35° und 45° . Beim Radialreifen beträgt der Winkel, den die Fäden mit der Reifenquerachse bilden, 85° bis 90° , weshalb man diese Reifenart auch Gürtelreifen bezeichnet. Gürtelreifen weisen in der Karkasse weniger Gewebelagen auf als vergleichbare Diagonalreifen, was die radiale Steifigkeit (Steifigkeit der Seitenwände) herabsetzt. Die vergleichsweise geringere radiale Steifigkeit verringert allerdings auch die Verformung in der Lauffläche während des Abrollvorganges, weshalb sich der Reifen dabei auch nicht so stark erwärmt und der Verschleiß geringer ist [WOERNLE, 2002].

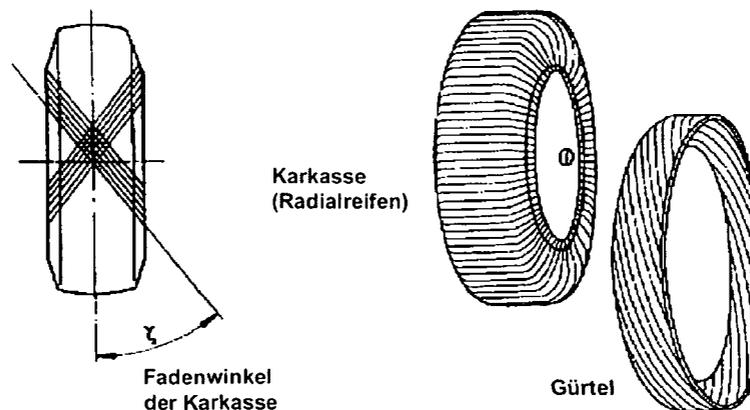


Abb. 2-3: Karkasse eines Diagonalreifens (links) und eines Radialreifens (rechts) [WOERNLE, 2002].

In Bezug auf das tangentielle Reibungsverhalten erweist sich die Bauart der Karkasse (diagonal oder radial) als vernachlässigbar, sofern die Gummimischung und die Laufflächenprofile identisch sind. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Laufflächenprofile grundsätzlich karkassenspezifisch gestaltet werden. Das typische „offene“ Profil des Radialreifens – durch die tragenden Gürtel ist die Ausbildung von Querrillen möglich – wird beim Diagonalreifen nicht angewandt, da es bei den größeren Verformungen des Diagonalreifens zu einem wesentlich größeren Reifenverschleiß führen würde [KALENDER, 1987].

2.2.1.3 Laufflächenprofil

Das Laufflächenprofil ist in der Regel für die Drainage des Wassers in der Reifenaufstandsfläche maßgebend, insbesondere auf Straßenoberflächen mit geschlossenen Texturen. Die Profile der Radialreifen bestehen größtenteils aus einigen gezackten 4 bis 8 mm breiten Längsrillen, die miteinander durch Querrillen verbunden sein können. Die Querrillen können aber auch innerhalb der Rippen zwischen den Längsrillen enden. In den von Längs- und Querrillen begrenzten Blöcken werden zusätzlich Lammellenschnitte angebracht. Die eigentliche Wasserverdrängung erfolgt

allerdings durch die Längsrillen und somit in Fahrtrichtung. Den Querrillen kommt dabei lediglich eine unterstützende Funktion zu. Die Lamellenschnitte haben auf die Verdrängung des Wassers und damit auf das Reibungsverhalten bei Nässe keinen Einfluss, ausgenommen bei extrem glatten und geschlossenen Straßenoberflächen und dabei als Folge des Wischeffekts [KALENDER, 1987].

Je größer das Profilvermögen – die Summe der durch Längs- und Querrillen innerhalb der Reifenaufstandsfläche gebildeten Hohlräume – ist, desto mehr Wasser kann aus der Reifenaufstandsfläche abgeführt werden. Dabei geht es nicht nur um die Verdrängung des Wassers unter dem Reifen, sondern auch um die kurzfristige Aufnahme des Wassers durch die zur Verfügung stehenden Hohlräume.

Den Einfluss des Reifenprofils auf die mögliche Wasserverdrängung zeigt Abb. 2-4. Mit zunehmender Geschwindigkeit fällt das Niveau des Reibungsbeiwertes bei profillosen Reifen stark ab. Bei Geschwindigkeiten um 100 km/h sind nur noch Reibungsbeiwerte von 0,1 möglich, die Kraftübertragung zwischen Reifen und Straßenoberfläche ist nicht mehr möglich [REIMPELL, 1971]. Reifen mit ausgebildetem Laufflächenprofil können zwar den Abfall des Reibungsbeiwertes nicht verhindern, das Niveau bleibt allerdings auf einem vergleichsweise hohen Niveau. Fällt allerdings eine derart große Wassermenge an, die durch die Hohlräume des Laufflächenprofils nicht mehr abtransportiert werden kann, entstehen in den Rillen Flächenpressungen in der Größenordnung des Reifeninnendruckes. In diesem Zustand hat der profilierte Reifen aufgrund der Kräfte in den Rillen dieselbe Wirkung wie ein profilloser Reifen und es kommt zum Verlust des Kraftschlusses zwischen Reifen und Straßenoberfläche [KALENDER, 1987].

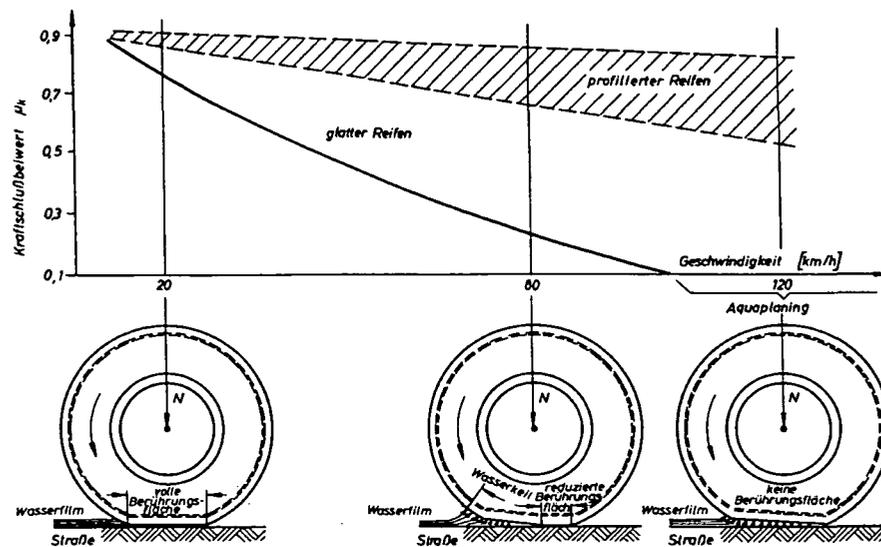


Abb. 2-4: Aufschwimmen eines profillosen Reifens bei höheren Geschwindigkeiten und Wasserfilmdicken über 1 mm [REIMPELL, 1971].

2.2.1.4 Reifeninnendruck

Der Reifeninnendruck bestimmt wesentlich die Größe der Reifenaufstandsfläche und damit das Wasservolumen, das es gegebenenfalls zu verdrängen gilt. Je größer der Reifeninnendruck ist, desto kleiner wird die Reifenaufstandsfläche. Eine kleinere Aufstandsfläche reduziert das Drainagevermögen und führt in weiterer Folge zu einem früheren Aufschwimmen des Reifens bei Nässe. Bei zu geringem Reifeninnendruck verringert sich das Profilvolumen, da dadurch die Rillen in der Aufstandsfläche geschlossen werden und sich der Reifen leichter verformen kann [KALENDER, 1987]. Auch in diesem Fall wird das Drainagevermögen reduziert. Der Reifeninnendruck ist daher auch im Sinne einer guten Griffigkeit genau einzuhalten. Reifenabhängige Richtwerte gibt der Hersteller an.

2.2.2 Straßenoberfläche

Die Straße bildet den zweiten Reibpartner und übt über deren Oberflächen- und Materialbeschaffenheit starken Einfluss auf die Griffigkeit aus. Im Folgenden werden einerseits die stoffliche Beschaffenheit der Straßenoberfläche und deren Veränderung infolge Witterungseinflüsse erörtert und andererseits die Einflüsse des gewählten Baustoffes (Asphalt oder Beton) auf die Griffigkeit ausgearbeitet.

2.2.2.1 Textur

Unter der Textur (auch Rauheit genannt) versteht man die geometrische Feingestalt der Straßenoberfläche, ausgedrückt durch die Parameter Wellenlänge und Amplitude. Sie hängt nicht nur von den Materialeigenschaften der Straßendecke ab, sondern wird auch durch den Fertigungsvorgang beeinflusst. Weist Asphaltmischgut beispielsweise einen etwas höheren Bindemittelgehalt und dadurch auch einen geringeren Hohlraumgehalt auf, kann es während des maschinellen Einbaus durch die Rüttelbohlen des Straßenfertigers zu Bindemittelanreicherungen an der Oberfläche kommen. Diese Anreicherungen können die Ausprägung einer entsprechenden Textur verhindern und dadurch die Griffigkeit negativ beeinflussen. Darüber hinaus verändert sich die Textur im Laufe der Zeit vor allem durch die Einwirkungen aus Verkehr und Witterung [SCHULZE K.-H., 1959].

Die Textur bestimmt eine Reihe wichtiger praxisrelevanter Gebrauchseigenschaften der Straßenoberfläche wie Griffigkeit, Reifenrollgeräusch oder Sprühfahnenbildung [HUSCHEK et al., 1996a]. Man unterscheidet je nach Wellenlänge zwischen Mega-, Makro- und Mikrotextur, auf die in der Folge näher eingegangen wird (siehe Abb. 2-5).

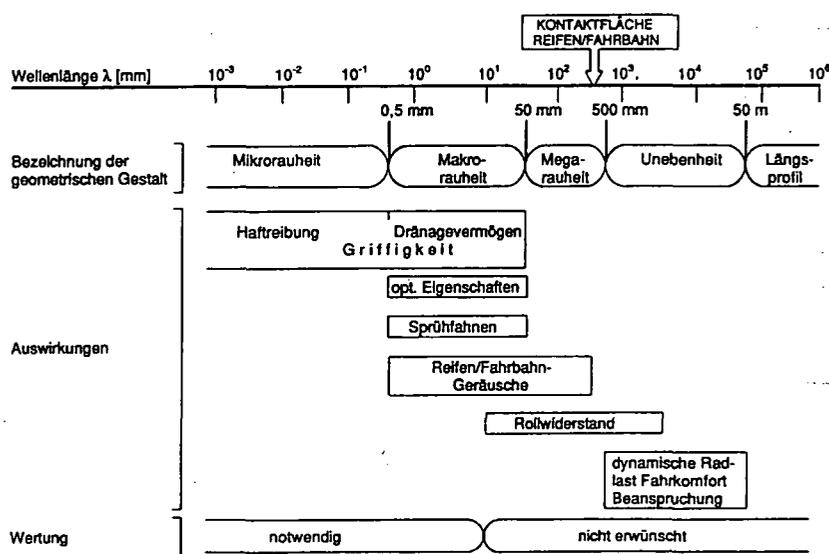


Abb. 2-5: Wellenspektrum der Fahrbahnoberfläche und Auswirkungen auf die Gebrauchseigenschaften [HUSCHEK, 1996b].

Megatextur

Die Megatextur kann gemäß Abb. 2-5 durch Rauheitselemente mit einer horizontalen Ausdehnung von 50 mm bis 500 mm beschrieben werden. Sie hat vor allem in Bezug auf die Längsunebenheit eine große Bedeutung. So beeinflusst die

Megatextur sehr stark das Reifenrollgeräusch, den Rollwiderstand und die Sprühfahnenbildung infolge Wasseransammlung durch Längsunebenheiten.

Makrotextur

Die Makrotextur ist durch Rauheitselemente mit einer horizontalen Ausdehnung von 0,5 mm bis 50 mm definiert (siehe Abb. 2-5) und ist für das Drainagevermögen der Straßenoberfläche verantwortlich. Eine ausgeprägte Makrotextur kennzeichnet eine eher grobporige Oberfläche, die die Aufgabe hat, vor allem bei höheren Geschwindigkeiten das Reifenprofil beim Abführen des Wassers aus der Kontaktfläche Reifen/Straßenoberfläche zu unterstützen. Sie ist sehr wesentlich von der Korngrößenverteilung, dem Größtkorn bzw. der gewählten Deckenart abhängig.

Mikrotextur

Die Mikrotextur ist durch Rauheitselemente mit einer horizontalen Ausdehnung $\leq 0,5$ mm definiert (siehe Abb. 2-5). Sie ist sehr stark von der Kornoberfläche des verwendeten Gesteins abhängig und hat die Aufgabe, einen eventuell vorhandenen Wasserfilm in der Reifenaufstandsfläche zu durchbrechen und dadurch einen trockenen Kontakt zu den Profilstollen des Reifens herzustellen.

Während die Megatextur also vor allem in Bezug auf die Längsunebenheit eine große Rolle spielt, kennzeichnet die Griffigkeit die Wirkung der Mikro- und Makrotextur [FGSV, 2001]. Nach SCHULZE K.-H. [1970b] unterscheidet man grundsätzlich zwischen zwei wesentlichen Oberflächeneigenschaften, die die Griffigkeit maßgeblich beeinflussen, nämlich dem Drainagevermögen einerseits und dem Grad der Schärfe andererseits. Das Drainagevermögen in Abhängigkeit von der Makrotextur bezeichnet die Fähigkeit der Fahrbahn, Wasser aus dem Latsch abzuführen. Der Grad der Schärfe ist durch die Mikrotextur bestimmt. Beide Eigenschaften sind voneinander unabhängig und können demzufolge in beliebigen Kombinationen auftreten. Jede Kombination hat dabei eine charakteristische Reibungsbeiwert-Geschwindigkeits-Kurve. Das Diagramm in Abb. 2-6 stellt die Zusammenhänge schematisch dar.

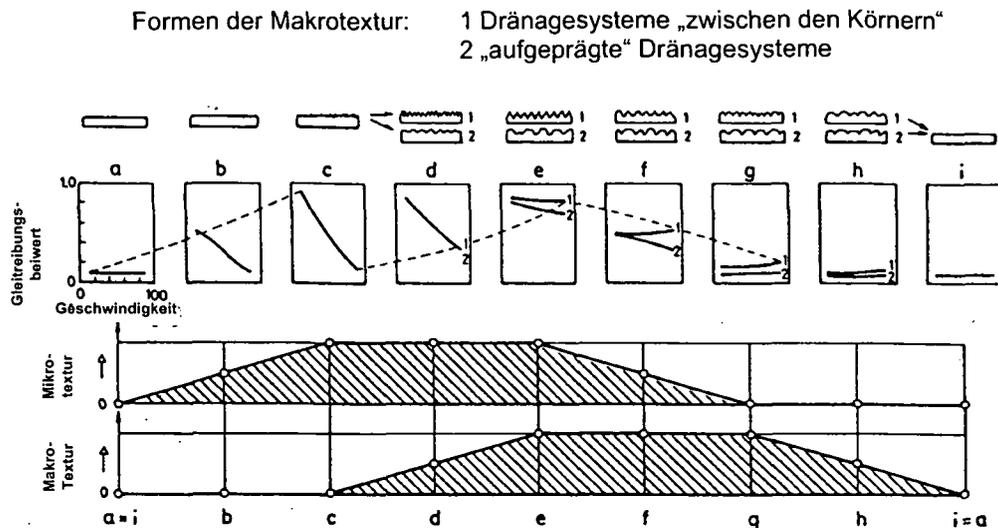


Abb. 2-6: Randtypen der Oberflächenfeingestalt und ihre Wirkung auf den Gleitreibungsbeiwert bei Nässe [SCHULZE K.-H., 1970b].

In Abb. 2-6 sind neun verschiedene Oberflächentypen dargestellt, wobei sich diese durch eine verschieden ausgeprägte Makro- und Mikrotextur unterscheiden. Die Ausprägung der Makro- bzw. Mikrotextur der Oberflächentypen ist schematisch in den beiden unteren Diagrammen ersichtlich. Der Verlauf des Gleitreibungsbeiwertes in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit ist für jeden Oberflächentyp gesondert dargestellt.

Analysiert man die Zusammenhänge, dann lässt sich feststellen, dass sich der Schärfegrad der tragenden Flächenelemente der Fahrbahn nur dann voll auswirken kann, wenn es dem Reifen gelingt, die Masse des Wassers aus seiner gesamten Aufstandsfläche zu verdrängen. Da eine vollständige Wasserverdrängung nur bei sehr geringen Gleitgeschwindigkeiten möglich ist, wird der Gleitreibungsbeiwert auch nur dann ausschließlich vom Grad der Schärfe bestimmt [SCHULZE K.-H., 1970b].

Steigt die Gleitgeschwindigkeit, wird in einem wachsenden vorderen Teil der Reifenaufstandsfläche die Masse des Wassers nicht mehr schnell genug abgeführt, der Schärfegrad wirkt sich nur noch im hinteren Teil der Reifenaufstandsfläche aus und der Gleitbeiwert sinkt entsprechend ab (siehe auch Abschnitt 2.2.3). Schrumpft bei weiter steigender Geschwindigkeit die verbleibende Kontaktzone auf Null zusammen, kommt der Schärfegrad der Straßenoberfläche überhaupt nicht mehr zur Wirkung [SCHULZE K.-H., 1970b]. Dem ungünstigen Einfluss erhöhter Geschwindigkeit wirkt das Drainagevermögen der Straßenoberfläche entgegen. Ist es groß genug, kann es sogar den Einfluss der Geschwindigkeit völlig aufheben. Die Gleitreibungsbeiwerte erreichen dann ein Niveau, das dem im unteren Geschwindigkeitsbereich nicht nachsteht.

Geht man hingegen vom Idealfall „trockener Fahrbahnzustand“ aus, dann zeigt sich, dass die Reibungsbeiwerte unabhängig von den Textureigenschaften sehr hoch und praktisch unabhängig von der Geschwindigkeit sind (siehe Abb. 2-7) [ZIPKES, 1984]. Ein Zwischenmedium, wie z.B. ein Wasserfilm in der Kontaktfläche zwischen Reifen und Straßenoberfläche, führt jedoch immer zu einer Verringerung der Griffigkeit [LITZKA et al., 1988].

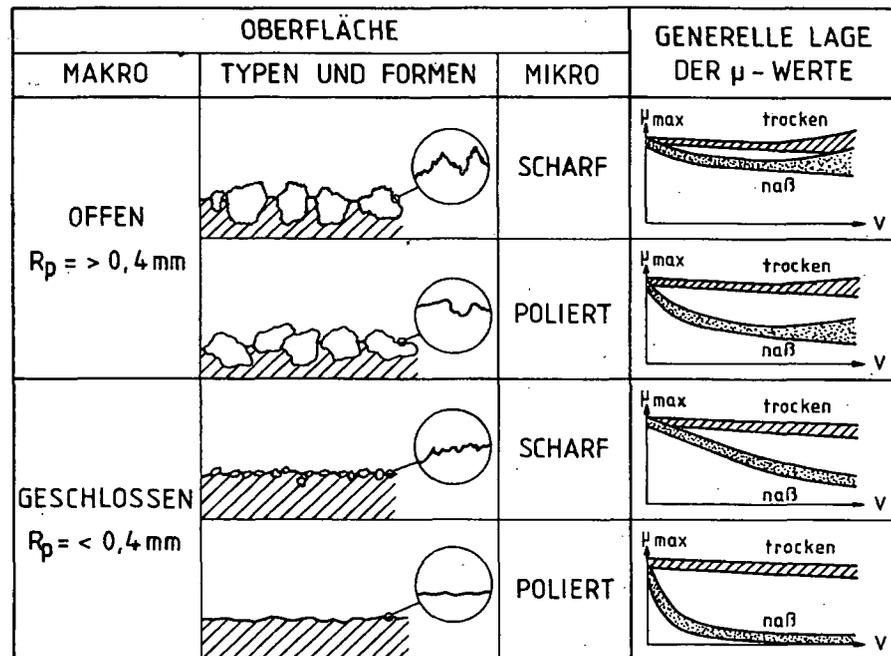


Abb. 2-7: Auswirkungen der Struktur der Oberfläche auf den Reibungsbeiwert [ZIPKES, 1984]

Die vorangegangenen Ausführungen betreffend den Einfluss der Textur auf den Gleitreibungsbeiwert und dadurch auch auf die Griffigkeit lassen sich zu zwei Kernaussagen zusammenfassen:

- Bei geringen Geschwindigkeiten ist der Gleitreibungsbeiwert vom Drainagevermögen weitestgehend unabhängig und wird maßgeblich nur vom Grad der Schärfe bestimmt, wobei „schärfere“ Oberflächen einen höheren Reibungsbeiwert liefern.
- Mit zunehmender Geschwindigkeit hängt der Gleitreibungsbeiwert stärker vom Drainagevermögen ab. Eine große Makrotexture hilft das Wasser abzuführen, sodass die Mikrorauheit wirken kann. Eine gute Makrotexture ist nutzlos, wenn die entsprechende Mikrotexture nicht vorhanden ist.

2.2.2.2 Straßenbaustoff

Während die geometrische Rauheit der Straßenoberfläche der entscheidende Einflussfaktor hinsichtlich der Änderung des Reibungsbeiwertes mit der Geschwindigkeit ist, stellen die Einflüsse seitens der Baustoffe den wichtigsten Parameter für die Veränderung des Reibungsbeiwertes mit der Zeit dar. Diese erfolgt aufgrund der ständigen Einwirkung von Verkehrskräften und Umwelteinflüssen [BREYER G., 1980]. Die Art der Veränderung und die damit verbundenen Auswirkungen unterscheiden sich allerdings je nach Bauweise (Asphalt, Beton).

Bei Asphaltdecken entsteht nach einer von der Verkehrsbelastung abhängigen Einfahrzeit eine Oberfläche, die zu einem erheblichen Teil aus bindemittelfreien Gesteinsflächen besteht. Während die polierende Wirkung der Fahrzeugreifen die Mikrotextur verändert, führt ein unregelmäßiger Verschleiß zwischen den Splittkörnern und der Bindemittelmatrix zu Veränderungen der Makrotextur [BREYER G., 1980]. Das bedeutet, dass nach der Herstellung zunächst die mörtelangereicherte Oberfläche griffigkeitsbestimmend ist. Erst mit zunehmender Verkehrsbeanspruchung wird das Bindemittel-Sandgemisch verschlissen, wodurch das herausragende Splittkorn immer mehr die Griffigkeit bestimmt. Verformungswilliger Asphaltmörtel begünstigt allerdings das Einpressen der Splittkörner in die Decke, was wiederum mit der Abnahme der Makrotextur und einer zunehmenden Mastixanreicherung einhergeht [SCHULZE K., 1973]. Es kommt also infolge der Polierbeanspruchung durch die Fahrzeugreifen nach und nach zu einer Erneuerung der obersten Belagsschicht. Eine zunehmende Liegedauer der Asphaltsschicht führt allerdings auch zu einer Versprödung des Bindemittels, wodurch es in weiterer Folge zu Ausmagerungen und Kornausbrüchen kommen kann. Zunehmender Mörtelverlust hat weitere Ausmagerungen zu Folge, was dazu führt, dass das Splittkorn nicht mehr ausreichend gebunden werden kann und aus der Deckschicht herausgerissen wird [LITZKA et al., 2000]. Eine Zerstörung der obersten Belagsschicht ist die Folge.

Etwas anders verhält sich die Entwicklung der Griffigkeit von Betondecken. Bedingt durch die unterschiedlich aufgebauten oberflächennahen Zonen des Betons (siehe Abb. 2-8), werden im Laufe der Zeit unter Einfluss von Witterung und Verkehr verschiedene Griffigkeitsphasen durchlaufen. Nach DAMES et al. [1981] teilt man daher zweckmäßig folgende Zeitabschnitte ein:

- *Phase 1:* unmittelbar nach der Herstellung; der nach ausreichender Erhärtung der Betondecke ermittelte Griffigkeitskennwert beschreibt die Anfangsgriffigkeit.
- *Phase 2:* die Anfangsgriffigkeit der Betondecke verändert sich durch den Einfluss von Witterung und Verkehr bis hin zu einem ersten Beharrungszustand.
- *Phase 3:* unregelmäßige Schwankungen des Griffigkeitsniveaus um

einen längerfristigen Mittelwert (bestimmend für die Griffigkeit ist im Wesentlichen die Zusammensetzung des Oberflächenmörtels)

- *Phase 4:* die groben Zuschläge des Betons werden ausschlaggebend für das langfristige Griffigkeitsniveau der Betondecke (Dauergriffigkeit).

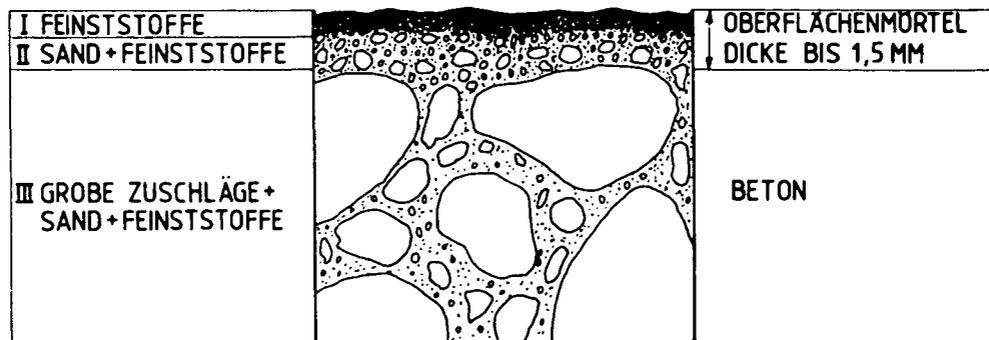


Abb. 2-8: Oberflächennahe Zonen einer Betonfahrbahnplatte [DAMES et al., 1981].

Durch die vibrierende Verdichtung bei der Fertigung von Fahrbahnplatten aus Beton, bildet sich an der Oberfläche eine etwa 1,5 mm dicke Mörtelschicht. Diese Schicht wird nach DAMES et al. [1981] in zwei Zonen (I und II, siehe Abb. 2-8) unterteilt. Zone I weist einen hohen Mehlkornanteil auf der aus Zement und den Feinststoffen des Zuschlags besteht. Diese feinen Teilchen können sich besonders am Anfang ungünstig auf die Griffigkeit auswirken, wenn sie den ebenfalls im Oberflächenmörtel reichlich vorhandenen Feinsand noch zur Gänze umhüllen. Zur Erhöhung der Anfangsgriffigkeit wird daher mit Maßnahmen wie dem Besenstrich oder dem Jutetuch eine Oberflächenstruktur in die geglättete Betonoberfläche eingepreßt (Phase 1 und 2). Im Laufe der Zeit werden durch Witterung und Verkehr die Feinststoffe und auch die zur Erhöhung der Anfangsgriffigkeit hergestellten Oberflächenstrukturen abgetragen. Dadurch wird die Zone II freigelegt, die aus Sand und Zementleim besteht. Die Sandteilchen des Oberflächenmörtels gewinnen dabei immer mehr an Einfluss auf die Griffigkeit. Der Sand bestimmt dann über Jahre hinweg das Griffigkeitsverhalten, da es lange dauert bis die Grobzuschläge freigelegt sind (Phase 3) [SULTEN, 1985].

Aufgrund des sehr starren Korn-Zement-Gefüges bei Betondecken dauert der Vorgang bis zum Erreichen der Zone III (Phase 4) in der Regel sehr lange. Ist der Oberflächenmörtel abgefahren bzw. abgewittert liegt Zone III (siehe Abb. 2-8) frei. Erst jetzt wird die in den Richtlinien durch den PSV-Wert reglementierte Splittkomponente maßgebend und griffigkeitsbestimmend.

Um das Problem der geringen Griffigkeit in den Phasen I bis III bei der konventionellen Bauweise mit Jutetuchstruktur bzw. aufgrund der starken

Lärmemission infolge der klassischen Bauweise mit dem stark strukturierten Querbeseenstrich in den Griff zu bekommen, wird auf Österreichs höherrangigem Straßennetz seit mehr als zehn Jahren vorwiegend die Waschbeton-Bauweise (GK 8 od. 11 mm) ausgeführt. Bei dieser Bauweise wird durch Ausbürsten der Feinteile eine grobraue, lärmarme und gut Wasser ableitende Oberfläche (Zone III) hergestellt [STEIGENBERGER, 2003]. Die Oberfläche besteht dabei aus den Flächen und Kanten der groben Splittfraktion, wodurch die Griffigkeit ausschließlich vom Polierverhalten der groben Gesteinsfraktionen (PSV-Wert) bestimmt wird.

2.2.2.3 Witterungseinflüsse

Straßenoberflächen, die lediglich dem Witterungseinfluss ausgesetzt sind, erfahren eine stetige Griffigkeitsverbesserung, die sich asymptotisch einem bestimmten Punkt nähert [HUSCHEK et al. 1989]. Im Regelfall ist eine Fahrbahn jedoch sowohl der Polierbeanspruchung durch die Fahrzeugreifen als auch dem Einfluss der Witterung gleichzeitig ausgesetzt, sodass zwischen den beiden Effekten temporär ein „dynamisches Gleichgewicht“ entstehen kann. Die Griffigkeitsverbesserung wird im Wesentlichen auf den Regen zurückgeführt, wobei das Regenwasser durch zwei Effekte Einfluss auf die Oberfläche nimmt. Zum einen werden Schmutz- und Staubpartikel ausgewaschen, sodass die Mikrotextrur wieder zum Vorschein kommt. Zum anderen ist bei kalksteinhaltigen Decken (z.B. durch kalksteinhaltigen Füller-Mineralstoff) eine chemische Reaktion mit dem sauren Wasser unter Bildung von löslichem Bikarbonat zu beobachten, bei dem die Griffigkeit aufgebaut wird (Kohlensäureverwitterung) [BÜHLMANN, 1985].

WEHNER [1970] ermittelte außerdem durch Langzeitbeobachtungen, dass die Griffigkeit im trockenen Sommer eher abnimmt, während in den feuchten Wintermonaten eine Griffigkeitsverbesserung zu verzeichnen ist (siehe Abb. 2-9). Die Verwendung von Spikes-Reifen unterstützt diesen Prozess zusätzlich, da durch sie die Straßenoberfläche aufgeraut wird [SULTEN, 1985].

Die Schwankungsbreite der Griffigkeit über ein Kalenderjahr ist in Abb. 2-9 dargestellt. Der angeführte Griffigkeits-Verlauf ist den englischen Vorschriften über Straßengriffigkeit [DFT, 1994] entnommen und zeigt in idealisierter Form die Jahresschwankung der Griffigkeitswerte. Die höheren Griffigkeitswerte im Winter sind dabei auf die niedrigeren Temperaturen und die längeren Regenperioden zurückzuführen, während die höheren Temperaturen und die längeren Trockenperioden des Sommers den entgegen gesetzten Effekt haben. HUSCHEK [1995] führt an, dass bauweisenbedingt diese Schwankungen in Deutschland vermutlich nicht ganz so ausgeprägt sind, jedoch trotzdem zu berücksichtigen sind.

Es ist allerdings festzuhalten, dass der in Abb. 2-9 dargestellte Verlauf auf Straßen ermittelt wurde, die keiner Beanspruchung durch Spikes-Reifen ausgesetzt

waren. Da in Österreich nach wie vor die Verwendung von Spikes-Reifen in der Winterperiode zulässig ist, führt dies in jedem Fall zu einem Anstieg der Griffigkeitswerte. Im Rahmen der messtechnischen Erfassung ist dieser Umstand zu berücksichtigen.

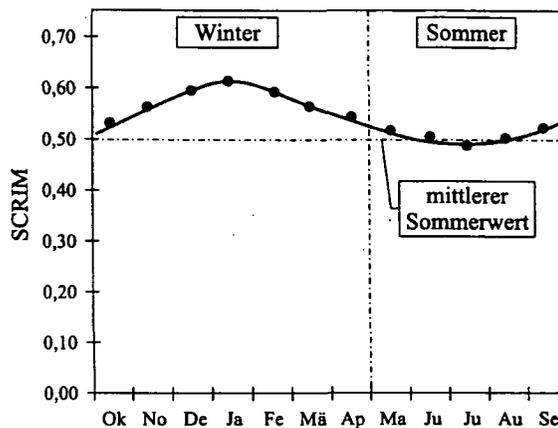


Abb. 2-9: Jahreszeitliche Schwankungen der Griffigkeit [HUSCHEK, 1995].

2.2.3 Zwischenmedium

Der Verlauf der Reibungsbeiwert-Geschwindigkeit-Kurven unterschiedlich ausgebildeter Straßenoberflächen (siehe Abb. 2-7) ist bei trockenen Fahrbedingungen weitestgehend gleich und der Reibungsbeiwert bleibt auf einem vergleichsweise hohen Niveau. Für den Fahrzeuglenker ist dies insofern wesentlich, als er stets von einer gleich bleibenden Griffigkeit ausgehen kann.

Anders verhält es sich, wenn ein Zwischenmedium in der Kontaktfläche auftritt. Das Zwischenmedium ist in der Regel ein Wasserfilm, der dann die Kraftschlusswirkung zwischen Reifen und Straßenoberfläche stört und den Reibungsbeiwert verringert. Neben einem vorhandenen Wasserfilm kann aber auch eine verschmutzte Fahrbahn (z.B.: Öl), Schnee oder Eis eine Reduktion des Reibungsbeiwertes hervorrufen.

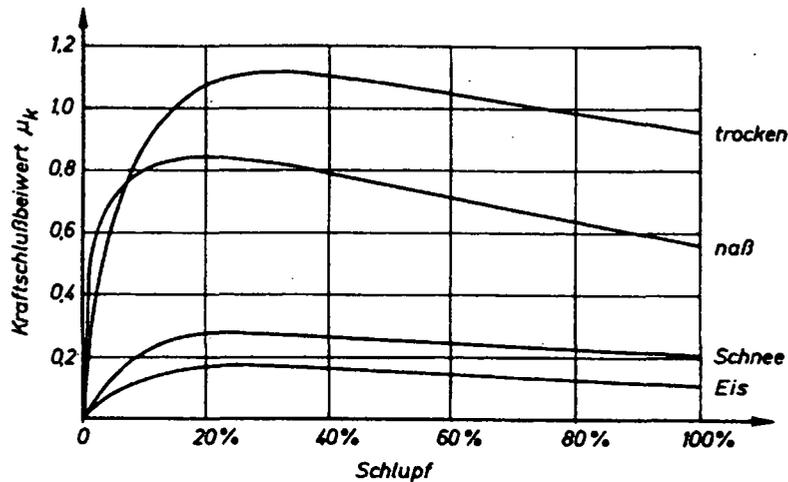


Abb. 2-10: Beispiel für Reibungsbeiwert-Schlupf-Kurven bei unterschiedlichen Zwischenmedien und Oberflächen [GRÄTZ, 1998].

Wie der Abb. 2-10 zu entnehmen ist, ist der Reibungsbeiwert bei Schnee oder Glatteis äußerst gering. Die in diesem Fall vorherrschenden Fahrbahnverhältnisse sind meistens derart eindeutig, dass auch von einem angemessenen Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer ausgegangen werden kann.

In Bezug auf das Griffigkeitsverhalten von Straßenoberflächen sind Fahrbahnzustände wie Eis- und Schneeglätte eher als Sonderfälle einzustufen und haben wesentlichere Bedeutung in der betrieblichen Straßenerhaltung (Winterdienst) der betroffenen Regionen. Aus diesem Grund konzentriert sich die Griffigkeitsforschung seit je her auf die Betrachtung des Zwischenmediums Wasser.

Nässe auf der Fahrbahn wird am häufigsten durch Regenwasser verursacht, während weitere Nässequellen wie Tau- und Reifbildung oder eventuelles Schmelzwasser eher eine untergeordnete Rolle einnehmen [KALENDER, 1987].

Um die Vorgänge der Wasserfilmbildung auf der Straßenoberfläche infolge Niederschlag zu beschreiben, führt KALENDER [1987] das in Abb. 2-11 dargestellte Modell an.

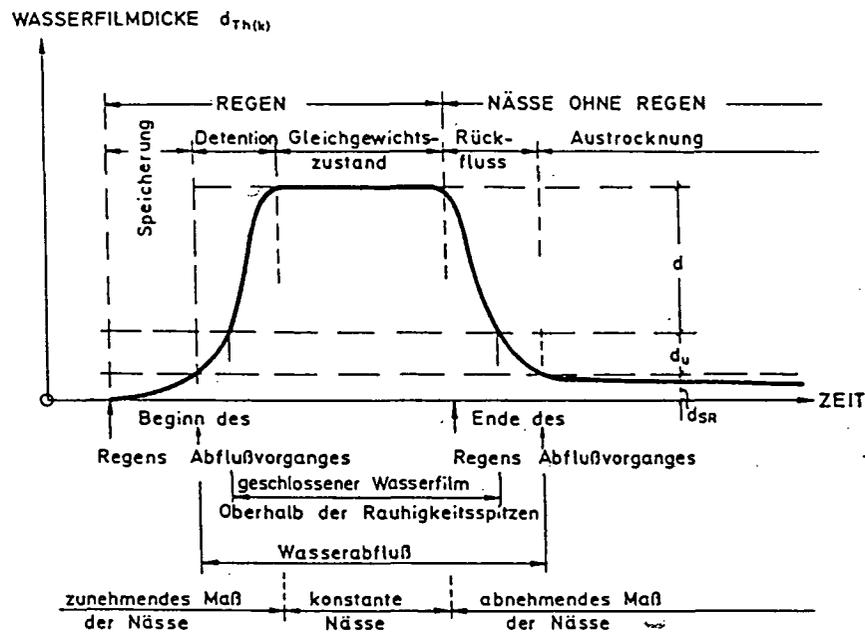


Abb. 2-11: Prinzipskizze zum Abfluss des Regenwassers auf der Fahrbahn bei konstanter Regenintensität [KALENDER, 1987].

Hiernach wird zu Beginn eines Regenereignisses mit konstanter Regenintensität die „Speicherungsphase“ eingeleitet, in der die Wassertropfen zunächst kapillar und adhäsiv aufgenommen werden. In dieser Phase werden darüber hinaus auch einzelne Rauheitstiefen ausgefüllt, die aber aufgrund der sie umgebenden Rauheitserhebungen nicht durch die Schwerkraft entleert werden. In der sich anschließenden „Detentionsphase“ findet bereits ein Oberflächenabfluss statt, der jedoch durch die weiterhin einfallende Regenmenge überkompensiert wird. Es kommt also mehr Wasser hinzu als abfließen kann, wobei durch die wachsende vorhandene Wassermenge auf der Fahrbahn auch der Abfluss beschleunigt wird. Dies geschieht so lange, bis sich ein „Gleichgewichtszustand“ einstellt, bei dem sich Niederschlag und Abfluss die Waage halten. Sobald das Regenereignis endet, findet in der „Rückflussphase“ eine Entleerung durch den Oberflächenabfluss statt. Das hiernach übrig gebliebene Wasser kann in der „Austrocknungsphase“ nur noch durch äußere klimatologische Einflüsse (Wind, Temperatur) wie auch den Einfluss des Verkehrs beseitigt werden [KALENDER, 1987].

Der Wind beeinflusst allerdings nicht nur den Austrocknungsvorgang, sondern kann auch den Abflussvorgang wesentlich beeinflussen. Je nach Windrichtung kann dieser beschleunigt oder verlangsamt werden und dadurch die Wasserdicke verringert beziehungsweise erhöht werden [WISTUBA et al., 2001].

KALENDER [1987] kommt aber zu dem Schluss, dass für die Dicke des Wasserfilmes die tatsächlichen Regenintensität von weniger entscheidender Bedeutung ist als die Eigenschaften der Fahrbahn, wobei insbesondere Spurrinnen und

unzureichende Quer- und Längsneigung in Verwindungsbereichen dafür angeführt werden [SCHULZE K.-H., 1977].

Um die Auswirkungen des Wasserfilms auf die aktivierbare Reibungskraft zu erklären, formulierte GOUGH [in ALLBERT, 1970] das so genannte 3-Zonen-Modell (siehe Abb. 2-12). Dabei wird in Abhängigkeit der Vorwärtsgeschwindigkeit zwischen zwei verschiedenen Zuständen unterschieden:

- (a) $v < v_{aq}$: die Vorwärtsgeschwindigkeit des Fahrzeuges ist kleiner als die Aquaplaning-Geschwindigkeit, alle drei Zonen können sich ausbilden, der Reifen kann eine kraftschlüssige Verbindung mit der Straßenoberfläche herstellen.
- (b) $v \geq v_{aq}$: die Vorwärtsgeschwindigkeit des Fahrzeuges ist größer als die Aquaplaning-Geschwindigkeit, der Reifen kann keine kraftschlüssige Verbindung mit der Straßenoberfläche eingehen, es kommt zum Aquaplaning.

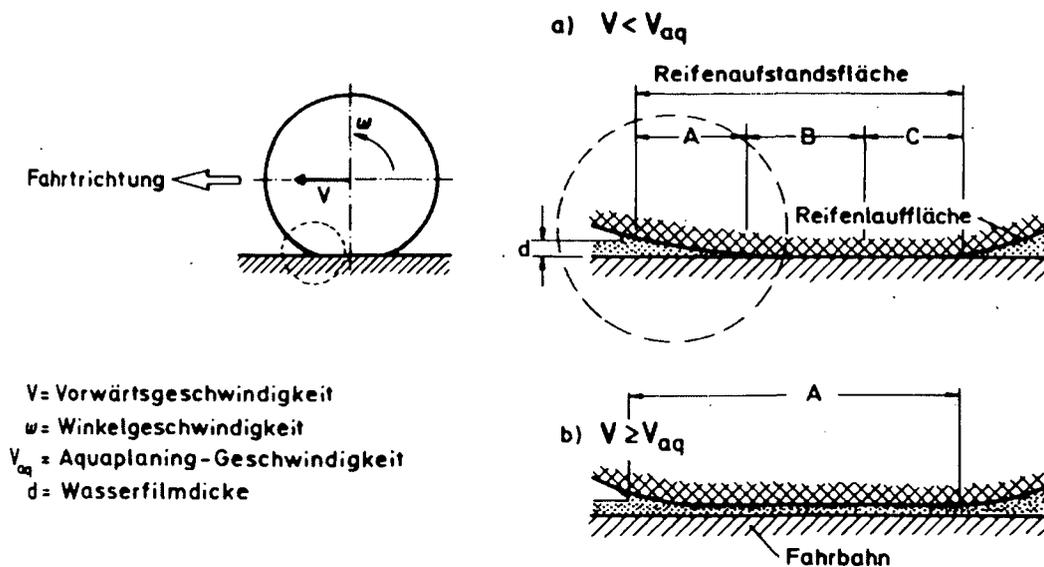


Abb. 2-12: Reifenaufstandsfläche auf nasser Fahrbahn nach 3-Zonen-Modell [KALENDER, 1987].

Im vorderen Bereich – Zone A – berührt der Reifen den stationären Wasserfilm, der die Fahrbahn bedeckt, und drückt den Hauptteil des Oberflächenwassers beiseite oder in die Rillen bzw. die Zwischenräume der Straßenoberfläche und der Reifenlauffläche. In dieser Zone, in der ein geschlossener Wasserfilm herrscht, ist der wirksame Reibungskoeffizient praktisch gleich Null.

Der Übergangsbereich – Zone B – ist ein Bereich, in dem der Wasserfilm, der an seiner dicksten Stelle weniger als einige Hundertstel mm dick ist, teilweise

durchbrochen wird. Hier vollzieht sich ein Übergang von Bedingungen der Schmierung zu denen des physikalisch trockenen Kontaktes zwischen dem Gummi der Reifenlaufstandsfläche und der Straßenoberfläche.

Im Bereich des vollkommenen Kontaktes – Zone C – ist der Wasserfilm durch den Auflagedruck vollständig durchbrochen und der Gummi der Reifenlauffläche hat direkten, trockenen Kontakt mit der Straßenoberfläche. Der Hauptteil der gesamten Reibungskraft des Reifens wird in dieser Zone entwickelt.

Die Wasserbeseitigung aus der Reifenkontaktfläche umfasst somit zwei Phasen, nämlich einerseits das Ausquetschen der Hauptmenge des Wassers aus der Kontaktfläche und andererseits das Durchbrechen des letzten dünnen Wasserfilms innerhalb der Kontaktfläche.

Die Phasen der Wasserbeseitigung aus der Reifenkontaktfläche sind zeitabhängig, weshalb die Berührungsdauer des Reifens mit der Straßenoberfläche eine große Rolle spielt. Da die Berührungsdauer mit steigender Fahrgeschwindigkeit abnimmt, steht auch immer weniger Zeit für die Wasserbeseitigung zur Verfügung. Dies führt dazu, dass auch das Wasser nicht mehr vollständig verdrängt werden kann [LAMM et al., 1985]. Kann das Wasser letztendlich überhaupt nicht mehr verdrängt werden, liegt der Sonderfall des 3-Zonen-Modells vor, das so genannte Aquaplaning oder Hydroplaning. Die wirksame Länge der Zonen A und B vergrößert sich dabei progressiv mit ansteigender Geschwindigkeit unter Reduzierung der Zone C bis bei Erreichen der Aquaplaning-Geschwindigkeit die ganze Kontaktfläche vom Wasser getragen wird (siehe Abb. 2-12 b). Dabei unterscheidet man zwischen zwei verschiedenen physikalischen Erscheinungen für das fortschreitende Eindringen des Wassers in den Berührungsbereich zwischen Reifen und Fahrbahn [ALLBERT, 1970]:

- (a) hydrodynamisches Aquaplaning
- (b) viskoelastisches Aquaplaning

2.2.3.1 Hydrodynamisches Aquaplaning

Durch den Stoß des Reifens auf den stationären Wasserfilm entwickeln sich unmittelbar vor der Kontaktzone hydrodynamische Drücke. Diese Drücke, die von der Änderung des Impulses des Oberflächenwassers herrühren, erzeugen unmittelbar in der Kontaktzone eine Hubkraft auf die Reifenlauffläche. Die Größe der Hubkraft hängt dabei im Wesentlichen von der Dicke der Wasserschicht, der Breite der Reifenlauffläche und der Vorwärtsgeschwindigkeit des Reifens ab [ALLBERT, 1970]. Neben diesen Trägheitskräften spielt die Viskosität des Wassers bei dünnen Wasserfilmdicken eine wichtige Rolle. Während das Wasser unter Voraussetzung ausreichender Drainage bis auf eine Grenzschichtdicke innerhalb einer sehr kurzen Berührungszeit zwischen Reifen und Fahrbahn verdrängt werden kann, ist dies unterhalb der Grenzschichtdicke im viskosen Bereich nicht mehr möglich [GRÄTZ, 1998].

2.2.3.2 Viskoelastisches Aquaplaning

Unter der Annahme einer ideal glatten Straßenoberfläche würde theoretisch die Einsinkzeit der Laufflächenelemente des Reifens unendlich lange dauern. Da jedoch jede Straßenoberfläche eine mehr oder weniger stark ausgeprägte Textur aufweist, ist eine endliche Einsinkzeit möglich. Die Einsinkdauer nimmt dabei einerseits mit zunehmender Glätte der Fahrbahntextur zu, andererseits nimmt die Berührungsdauer – jene Zeit, die ein Laufflächenelement zum Durchwandern der Kontaktzone benötigt – mit zunehmender Geschwindigkeit ab. Wird die Einsinkdauer gleich der oder größer als die Berührungsdauer, so erstreckt sich die Zone A auf die gesamte Reifenaufstandsfläche. Der Reifen wird nun von einem viskosen Wasserfilm getragen. Im Unterschied zum hydrodynamischen Aquaplaning wird hierbei vom viskositätsbedingten Aquaplaning gesprochen [KALENDER, 1987].

Die Bedeutung der Grenzflächentreibung zwischen dem Reifen und der Straßenoberfläche ergibt sich daher nicht so sehr aufgrund eines viskositätsbedingten Aquaplanings mit vollständigem Verlust der Reibungskraft. Vielmehr liegt deren Bedeutung darin, dass sie alleine die Abnahme des Reibungsbeiwertes mit zunehmender Geschwindigkeit auf einer bereits nur angehäuften Straßenoberfläche erklären kann. Die Trägheitskräfte des Wassers sind dabei offensichtlich irrelevant. Mit zunehmender Wasserfilmdicke überlagern sich allerdings die Einflüsse aus der Trägheit des Wassers und der Viskosität in der nach Durchbrechen des Wasserfilms verbleibenden Grenzschicht [GRÄTZ, 1998].

2.2.4 Reifenkinematik – Schlupf

Während bei der Theorie der Gummireibung (siehe Kapitel 2.2.5) hauptsächlich vom Zustand des Gleitens ausgegangen wird, tritt im Fall der Kraftübertragung zwischen Reifen und Straßenoberfläche auch ein Abrollvorgang auf. Überträgt ein rollender Reifen im Aufstandspunkt eine Längskraft, so entsteht eine gewisse Relativbewegung zwischen Reifen und Fahrbahn, also ein Verlust an Vortrieb [REIMPELL, 1971]. Dieser Verlust wird Schlupf genannt. In der Straßenbautechnik ist neben dem Antriebsschlupf insbesondere der Bremsschlupf von Bedeutung.

Der kinematische Vorgang, der während eines Brems- oder Antriebsvorganges stattfindet, lässt sich am einfachsten am Beispiel eines zwei-achsigen PKW erörtern:

Die in Abb. 2-13 [MITSCHKE, 1988] dargestellten Radachsen haben beide dieselbe translatorische Geschwindigkeit v . Während sich das vordere frei rollende Rad mit der Winkelgeschwindigkeit ω_0 dreht, bewegt sich das hintere gebremste Rad mit der Winkelgeschwindigkeit $\omega < \omega_0$. Es liegt demnach eine Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den beiden Rädern vor. Um eine Beziehung zwischen den beiden Winkelgeschwindigkeiten ω und ω_0 herzustellen, wird der Begriff Bremsschlupf

eingeführt, für den die folgende dimensionslose Darstellung (siehe Gl. 2-1) gebräuchlich ist:

$$S_b = \frac{\omega_0 - \omega}{\omega_0} = 1 - \frac{\omega}{\omega_0} \quad \text{Gl. 2-1}$$

S_b : Bremschlupf [-]

ω_0 : Winkelgeschwindigkeit des frei rollenden Rades [m/s]

ω : Winkelgeschwindigkeit des gebremsten Rades [m/s]

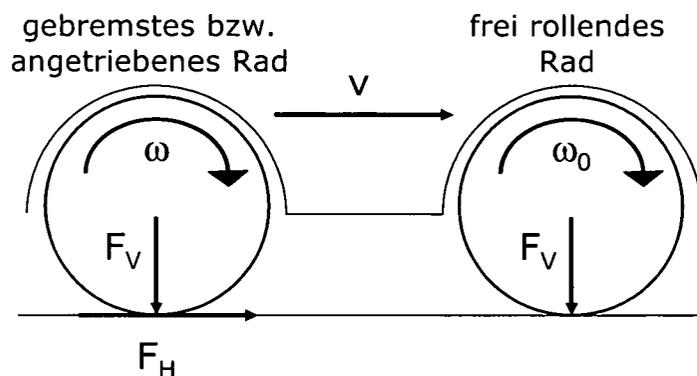


Abb. 2-13: Fahrzeug mit einem frei rollenden und einem gebremsten Rad gleicher Radlast (erweitert nach [MITSCHKE, 1988]).

Aufgrund des Bremsvorganges entsteht im Reifenlatsch, die Kontaktfläche zwischen Reifen und Fahrbahn, des gebremsten Rades eine Umfangskraft F_H , das Rad rollt daher unter Schlupf ab. Der Schlupf S bewegt sich in einem Bereich zwischen $S = 0$ für das frei rollende Rad und $S = 1$ für das blockierte Rad. Im Fall des blockierten Rades ist eine bestimmte translatorische Geschwindigkeit v vorhanden, die Winkelgeschwindigkeit ω ist jedoch gleich Null.

Dreht sich das Rad durch, herrscht Antriebsschlupf vor. Beim Antriebsschlupf ist die translatorische Geschwindigkeit $v = 0$, während die Winkelgeschwindigkeit einen bestimmten Wert ω hat. Für den Antriebsschlupf ist folgende dimensionslose Darstellung (siehe Gl. 2-2) gebräuchlich:

$$S_a = \frac{\omega - \omega_0}{\omega} = 1 - \frac{\omega_0}{\omega} \quad \text{Gl. 2-2}$$

S_b : *Antriebsschlupf [-]*

ω_0 : *Winkelgeschwindigkeit des frei rollenden Rades [m/s]*

ω : *Winkelgeschwindigkeit des angetriebenen Rades [m/s]*

Formelmäßig ergeben sich zwar für Brems- und Antriebsschlupf zwei unterschiedliche Ausdrücke, dafür ergibt sich aber in beiden Fällen ein positives Vorzeichen und bei gleitendem Rad für $S = 1$ [MITSCHKE, 1988].

Im normalen Fahrbetrieb wird im Allgemeinen für den Schlupf maximal $S = 0,1$ erreicht [KUMMER et al., 1970].

Die Beziehung zwischen dem vorhandenen Schlupf und der aktivierbaren Reibung lässt sich anhand der in Abb. 2-10 und Abb. 2-14 dargestellten Reibungsbeiwert-Schlupf-Kurve erklären. Mit zunehmendem Schlupf steigt der Reibungsbeiwert zunächst konstant an und fällt dann ab. Bei einem bestimmten kritischen Schlupf, der auf griffiger, trockener Oberfläche zwischen 0,2 und 0,4 liegt, erreicht der Reibungsbeiwert sein Maximum, das auch als Kraftschlussgrenze bezeichnet wird [SCHULZE K.-H., 1979]. Beim Überschreiten des kritischen Schlupfes können die in der Reifenaufstandsfläche aktivierbaren Kräfte dem wirkenden Bremsmoment nicht mehr standhalten und das Rad blockiert. Während der Schlupf sehr schnell weiter ansteigt sinkt der Reibungsbeiwert μ und erreicht bei $S = 1$ (Gleitzustand) den minimalen (Gleit-)Reibungsbeiwert μ_g . Auf nasser Fahrbahn verhält es sich sehr ähnlich, der kritische Schlupf sowie der erzielbare Reibungsbeiwert sind dabei allerdings wesentlich geringer, was auf die in der Reifenaufstandsfläche wirkenden hydrodynamischen Hubkräfte zurückzuführen ist [KUMMER et al., 1970].

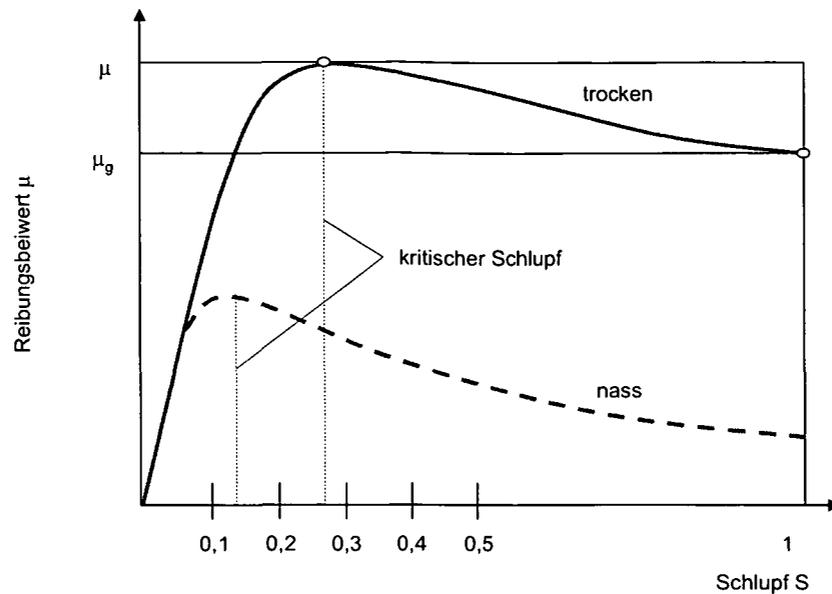


Abb. 2-14: Reibungsbeiwert-Schlupf-Kurve nach [KUMMER et al., 1970].

Der Gleitzustand bei 100 %-igem Schlupf hat die Verminderung des Reibungsbeiwertes und den Verlust der Kontrolle über das Fahrzeug zur Folge. Dieser Zusammenhang ist auch in Abb. 2-15 illustriert, wo die für ein Bremsmanöver erforderliche Reibung und die vorhandene Reibung in Abhängigkeit von der Fahrzeuggeschwindigkeit dargestellt sind. Der Schnittpunkt der Kurven des zur Verfügung stehenden und des erforderlichen Reibungsbeiwertes ergibt die größtmögliche Geschwindigkeit v^* für ein bestimmtes, kontrolliertes Brems-, Lenk- oder Fahrmanöver. Unter der Annahme, dass das in Abb. 2-15 dargestellte Diagramm einem Bremsvorgang entspricht, und dass der Kurve des erforderlichen Reibungsbeiwertes eine konstante Bremsverzögerung zugrunde gelegt wird, führt jedes Bremsmanöver bei einer Geschwindigkeit kleiner als v^* zu einem kontrollierten Anhaltvorgang [KUMMER et al., 1967]. Die aktivierbare Reibung ist in diesem Fall immer größer als die erforderliche Reibung.

Setzt die Bremsung in Punkt (1) (siehe Abb. 2-15) ein, also bei einer Geschwindigkeit unter v^* , und wird der Reifenschlupf auf dem optimalen Wert gehalten, so steigt der Reibungsbeiwert mit sinkender Fahrzeuggeschwindigkeit an.

Anders verhält es sich, wenn der Bremsvorgang in Punkt (2) (siehe Abb. 2-15) bei einer Geschwindigkeit über v^* mit der erforderlichen Bremsverzögerung durchgeführt wird. Das Rad blockiert sofort, der Reibungsbeiwert (Punkt 2) sinkt nach Punkt (3) auf den Gleitreibungsbeiwert (siehe Abb. 2-15) ab. Der Anhalteweg erfolgt unkontrolliert und beansprucht wesentlich mehr Zeit, da lediglich der geringere Gleitreibungsbeiwert aktiviert werden kann.

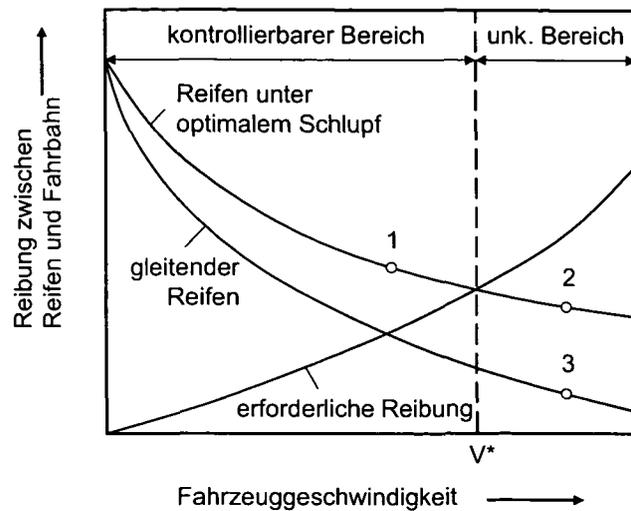


Abb. 2-15: Zusammenhang zwischen erforderlicher und vorhandener Reibung für ein Bremsmanöver in Abhängigkeit von der Fahrzeuggeschwindigkeit nach [KUMMER et al., 1967].

Neben dem bereits angeführten Antriebs- oder Bremsschlupf spielt auch der so genannte Seitenschlupf im Straßenwesen eine wesentliche Rolle. Der Seitenschlupf tritt einerseits bei der Kurvenfahrt auf, wenn die Reibung zwischen Reifen und Straßenoberfläche vom Schräglaufwinkel α abhängt (siehe Abb. 2-16). Andererseits tritt Seitenschlupf auch bei geradeaus gestellter Lenkung auf, wenn das Fahrwerk auf äußere Einflüsse wie z.B. Seitenwind, Fahrbahnunebenheiten oder Querneigung reagiert und die Reifen infolge nicht mehr in der Reifenebene sondern schräg dazu abrollen.

Bei vorhandenem Seitenschlupf, weist die Bewegung der Flächenelemente der momentanen Reifenauflandsfläche eine seitwärts gerichtete Komponente auf, wobei die Gleitgeschwindigkeit innerhalb der Reifenkontaktfläche von vorne nach hinten zunimmt [KUMMER et al., 1970]. Erreicht der Schräglaufwinkel seinen kritischen Wert, beginnt die Seitenreibungsbeiwert abzusinken (siehe Abb. 2-16). Der Seitenschlupf kann definiert werden als:

$$S = \sin \alpha$$

Gl. 2-3

S : Seitenschlupf

α : Schräglaufwinkel des Rades [°]

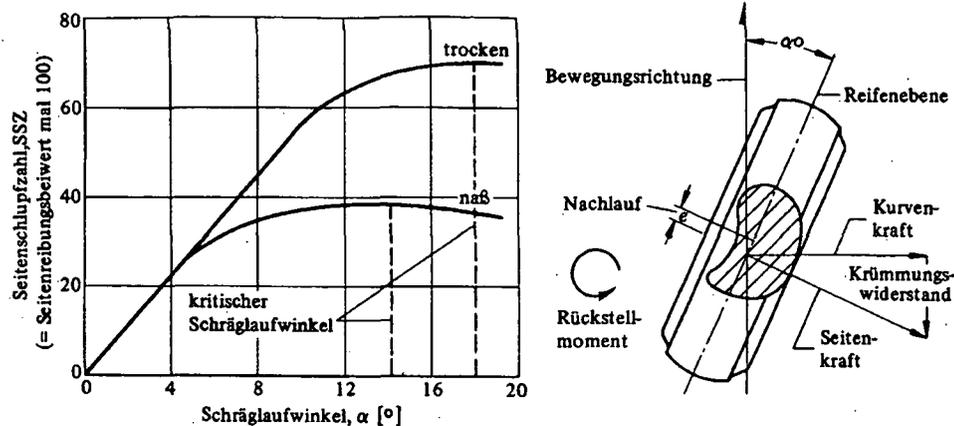


Abb. 2-16: Reibungscharakteristik eines Reifens unter seitlichem Schlupf [KUMMER et al., 1970].

2.2.5 Gummireibung (Reibungsbeiwert)

Bei der Bewegung eines Fahrzeuges entstehen dynamische Kräfte, die über den Fahrzeugreifen in das darunter liegende Medium übertragen werden. In der Regel ist dieses Medium eine befestigte oder unbefestigte Straßenkonstruktion, die vertikale wie auch horizontale Kräfte in den Untergrund ableitet. Die Interaktion zwischen dem Kräfte abgebenden Reifen und der Kräfte aufnehmenden Straße lässt sich durch die Ansätze der Reibungsphysik erklären.

Bereits Leonardo Da Vinci erkannte, dass die Reibung zwischen zwei aneinander gepressten Körpern (siehe Abb. 2-17) unabhängig von der Größe der Kontaktfläche ist. Guillaume Amontons, Leonard Euler und Charles Coulomb erweiterten diesen Ansatz und stellten fest, dass die Reibung nicht nur von der Größe der Kontaktfläche unabhängig ist, sondern auch unabhängig von der Geschwindigkeit und proportional zur wirkenden Normalkraft ist [GÜNTHERODT et al., 2003]. Die übertragbare Horizontalkraft $F_{H,1} = F_{H,2}$ ist also von der vorhandenen Reibung zwischen den beiden Körpern abhängig, die gemäß den Gesetzen der Reibungsphysik durch den Reibungsbeiwert μ quantifiziert wird.

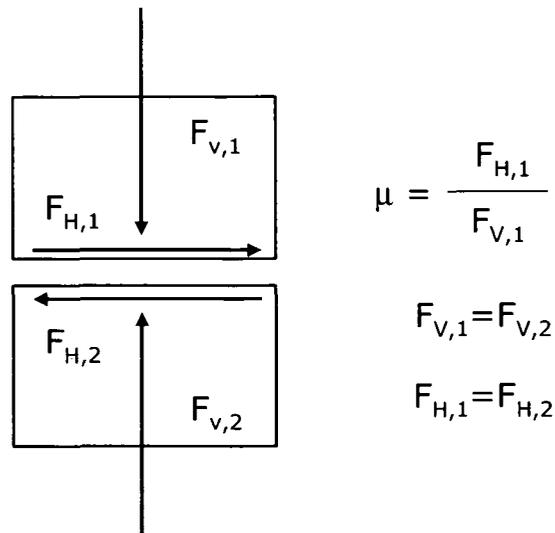


Abb. 2-17: Definition des Reibungsbeiwertes.

$F_{V,1}$: einwirkende Vertikalkraft [N]

$F_{H,1}$: infolge Reibung wirkende Horizontalkraft [N]

$F_{V,2}$: vertikale Reaktionskraft [N]

$F_{H,2}$: horizontale Reaktionskraft [N]

μ : Reibungsbeiwert [-]

Da der Reibungsbeiwert für statische größer als für kinematische Reibung ist, unterscheidet man zwischen Haft- und Gleitreibung. Die Haftreibung ist jene Reibung, die zu überwinden ist, um einen ruhenden Körper in Bewegung zu setzen. Die Gleitreibung wird überwunden, um einen Körper im reibungserzeugenden Bewegungszustand zu belassen. Das bedeutet im Gegensatz zur statischen Haftreibung, dass bei der Gleitreibung eines Fahrzeuges in der Grenzfläche zwischen Reifen und Fahrbahn erst dann eine Reibungskraft entstehen kann, wenn eine Relativbewegung zwischen der Reifenaufstandsfläche und der Straßenoberfläche stattfindet.

Auf Basis dieser Erkenntnisse entwickelten BOWDEN et al. [1950] in weiterer Folge eine Theorie, welche die Gummireibung, also die Reibung zwischen dem Fahrzeugreifen und der Straßenoberfläche, als Summe zweier Einzelkomponenten (Adhäsion und Hysterese) definiert. Darauf aufbauend erweiterten KUMMER et al. [1966] diesen Ansatz und entwickelten den so genannten Mechanismus der Gummireibung.

Diesem Mechanismus zufolge besteht die Gummireibung aus den folgenden vier Einzelkomponenten, die jedoch nicht alle zur gleichen Zeit auftreten müssen:

- Adhäsionsreibung: beschreibt die molekularen Anziehungskräfte zwischen zwei Reibpartnern.

- Hysteresereibung: beschreibt die Dämpfungsverluste des Reifens durch Deformation auf rauen Straßenoberflächen.
- Kohäsionsreibverlust: stellt den Energieaufwand zur Erzeugung neuer Oberflächen (Abrieb) dar.
- Viskoser Reibkraftanteil: beschreibt das Scherverhalten eines Zwischenmediums, wie z.B. einem Wasserfilm auf nasser Fahrbahn.

2.2.5.1 Adhäsion und Hysterese

Abb. 2-18 zeigt die beiden Hauptkomponenten der Gummireibung anhand eines Gummielementes, das mit der Geschwindigkeit v unter einer Auflagekraft P über eine Straßenoberfläche gezogen wird. Die Vorgänge Adhäsion und Hysterese finden an jedem Rauheitselement i statt und verursachen eine der Gleitbewegung entgegen gerichtete Kraft F_i . Diese setzt sich aus den beiden Kraftkomponenten Adhäsion F_{ai} und Hysterese F_{hi} zusammen. Die Energie, die bei der Reibung am Mineralkorn umgesetzt wird, lässt sich ebenfalls in die beiden Anteile E_{ai} für die Adhäsion und E_{hi} für die Hysterese aufteilen [KUMMER et al., 1967].

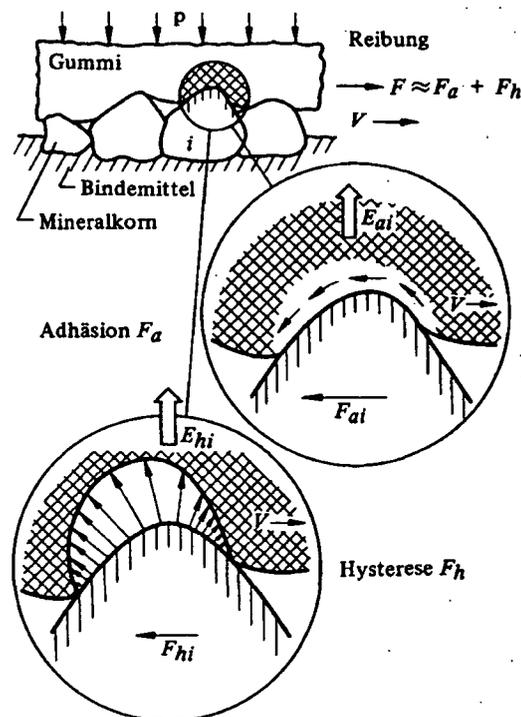


Abb. 2-18: Die beiden Hauptkomponenten der Gummireibung: Adhäsion und Hysterese [KUMMER et al., 1967].

Die Adhäsionskomponente (obere Vergrößerung in Abb. 2-18) ist die Summe der molekularen Bindungskräfte zwischen den Polymerketten des Reifengummis

(Reifenelement) und den Molekülen der Straßenoberfläche (Rauheitselement). Sie resultiert aus den chemischen Verbindungen zwischen den beiden Reibpartnern. Durch eine Gleitbewegung zwischen beiden Oberflächen werden die Polymerketten des Reifengummis vorerst gedehnt, bis es schließlich zu einer Lösung der Verbindung mit den Molekülen der Fahrbahn kommt. Die gedehnte Polymerkette zieht sich anschließend wieder zusammen und setzt dabei durch Dissipation die kinetische Energie des Fahrzeuges in Wärme um [KUMMER et al., 1967].

Die Adhäsionskraft F_a ist somit das Produkt aus der tatsächlichen Berührungsfläche des Reifenelementes mit dem Rauheitselement der Straßenoberfläche und der in dieser Grenzfläche auftretenden Schubspannung. Aufgrund dieser Beziehung ist die Adhäsion unmittelbar von der aktiven Berührungsfläche abhängig und wird auch als Oberflächenkomponente der Gummireibung bezeichnet. [KUMMER et al., 1967].

Nach KUMMER [1966] lässt sich die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Adhäsion auf die molekularen Bindungen zwischen Reifengummi und Straßenoberfläche zurückführen, die beim Gleitvorgang permanent aufgebaut und wieder gerissen werden. Die Frequenz, mit der sich Bindung und Loslösung ereignen, ist proportional zur Gleitgeschwindigkeit. Maximale Adhäsion tritt dann auf, wenn auch der hervorgerufene Energieverlust ein Maximum ist. Auf trockenen Oberflächen bei geringer Geschwindigkeit ist der Adhäsionskoeffizient sehr klein, nimmt dann bis zu einer kritischen Gleitgeschwindigkeit zu und sinkt danach wieder deutlich ab (siehe Abb. 2-19).

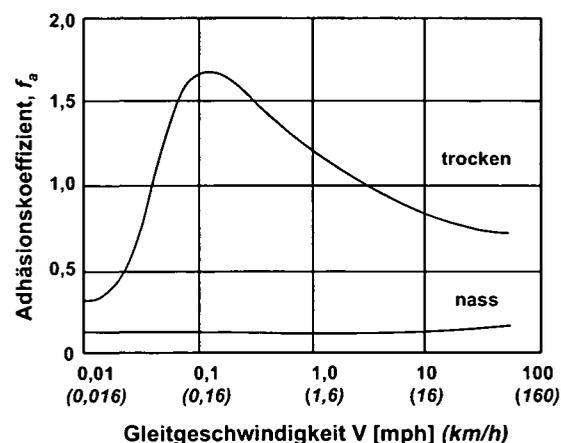


Abb. 2-19: Typischer Adhäsionskoeffizient für den gleitenden Reifengummi auf makroskopisch glatten Oberflächen (die Scherfläche A ist groß) nach [KUMMER et al., 1970].

Die kritische Gleitgeschwindigkeit kann je nach Gummizusammensetzung und Temperatur der Kontaktfläche zwischen 0,16 und 16 km/h variieren. Zu einer

erheblichen Reduktion der Adhäsion kommt es bei Nässe in der Berührungsfläche, da wegen des Wasserfilms keine Molekularkräfte entstehen (siehe auch Ausführungen in Kapitel 2.2.3).

Die Hysteresekomponente (untere Vergrößerung in Abb. 2-18) beruht auf Dämpfungsverlusten im Gummi-Inneren. Beim Gleiten des Gummielementes über ein Rauheitselement kommt es zu senkrecht zur Kontaktfläche wirkenden Deformationen des Gummis, ebenso bei der entgegen gerichteten Rückverformung. Da der Reifengummi ein viskoelastisches Stoffverhalten (siehe Abb. 2-20) aufweist, setzt sich die Deformation aus einem elastischen und einem viskosen Anteil zusammen. Während sich der elastische Anteil verlustfrei spontan rückverformt, entstehen aufgrund der Dämpfungseigenschaft des Materials Dämpfungsverluste, die in Wärme umgewandelt werden. Bei zunehmender Geschwindigkeit (siehe Abb. 2-20) steht die für den Rückformungsprozess erforderliche Zeit allerdings nicht mehr zur Verfügung, und der Gummi löst sich auf der Abflusseite vom Rauheitselement ab, die Hysteresekomponente wird also größer. Als Folge stellt sich eine unsymmetrische Spannungsverteilung (siehe Abb. 2-18) ein. Die auftretenden Horizontalkomponenten der Kontaktdrücke sorgen für die Kraftübertragung in Längsrichtung, während die Vertikalkomponenten das Rauheitselement belasten und die Radlast abstützen. Die Hysteresekraft F_h errechnet sich aus dem Energieverbrauch im Inneren des Gummis, der durch das Rauheitselement bezogen auf die Gleitlänge verursacht wird [KUMMER et al., 1970].

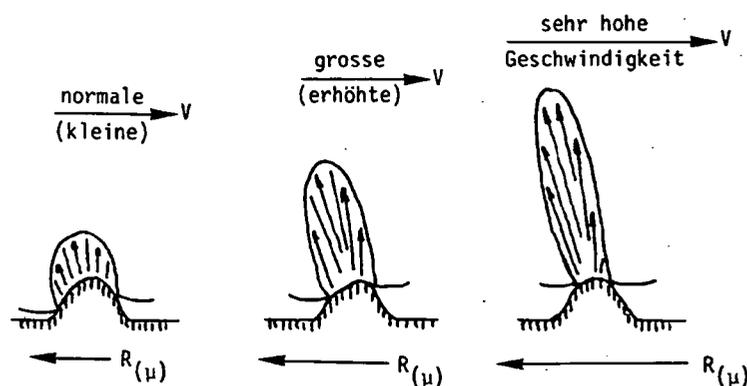


Abb. 2-20: Schematische Darstellung des viskoelastischen Verhaltens [ZIPKES, 1984].

Abb. 2-21 zeigt eine typische Verlaufskurve des Hysteresekoeffizienten über die Geschwindigkeit. Daraus lässt sich ableiten, dass der Hysteresekoeffizient im Gegensatz zum Adhäsionskoeffizient im unteren Geschwindigkeitsbereich eine geringe Geschwindigkeitsabhängigkeit aufweist und ab einer Gleitgeschwindigkeit von ca.

80 km/h stark ansteigt. Anders als bei der Adhäsion hat der Oberflächenzustand (Zwischenmedium) hier nur einen sehr geringen Einfluss [KUMMER et al., 1970].

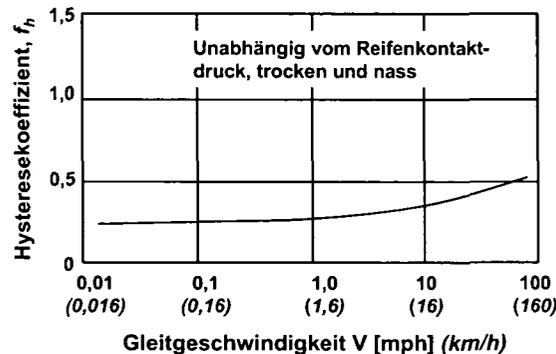


Abb. 2-21: Typischer Hysteresekoeffizient für den gleitenden Reifengummi auf einer Oberfläche aus Rundkorn die mit einem Schmierfilm überdeckt ist (nach [KUMMER et al., 1970]).

Aus der oben angeführten Diskussion der beiden Prozesse, lassen sich nach [KUMMER et al., 1970] folgende Feststellungen ableiten:

- Gleitet ein Gummikörper über eine makroskopisch raue, „schmierige“ Oberfläche, besteht der gemessene Reibungsbeiwert hauptsächlich aus Hysterese (Schubspannung $\tau = 0$, folglich $F_{ai} = 0$)
- Ist die Oberfläche sauber bzw. trocken und makroskopisch glatt, die Scherfläche und die Schubspannung also folglich sehr groß, besteht der Reibungsbeiwert hauptsächlich aus Adhäsion. ($F_{hi} = 0$).

Bei Reibungsmessungen treten allerdings Adhäsion und Hysterese in der Regel gemeinsam auf, da keine Straßenoberfläche so glatt ist, dass die Hysterese vollkommen ausgeschaltet wäre, und keine Straßenoberfläche so schmierig ist, dass die Adhäsionskomponente gänzlich unbedeutend wird.

2.2.5.2 Kohäsion und Viskosität

Die Kohäsion ist durch jene Kräfte definiert, welche in der Grenzfläche zwischen Reifen und Straßenoberfläche für ein Aufrauen bzw. Herausreißen des Reifengummis (Abrieb) sorgen und die übertragbaren Kräfte reduzieren. Energie- bzw. Reibungsverluste aufgrund von Kohäsion sind auf permanente Deformationen im Gummi zurückzuführen. Diese gehen mit einer Rissbildung einher und führen letzten Endes zum Verschleiß der Reifen. Die kinetische Energie des Fahrzeugs wird also bei der Kohäsionsreibung in Verformungsenergie umgewandelt. Die Größe des Kohäsions-

verlustes ist in starkem Maße von den Faktoren Temperatur und Reibflächenbeschaffenheit abhängig [GEYER, 1972].

Die viskose Reibungskraft tritt nur dann auf, wenn auch ein viskoses Zwischenmedium vorhanden ist (Wasser, Öl, etc.), welches auf Scherung beansprucht werden kann. Dabei berühren sich die beiden Reibungspartner nicht direkt, sondern gehen jeweils eine Verbindung mit dem Zwischenmedium ein. Die viskose Eigenschaft des Zwischenmediums führt aber dennoch dazu, dass eine geringfügige Kraftübertragung stattfinden kann [GEYER, 1972]. Die viskose Reibungskomponente ist allerdings gegenüber Adhäsion und Hysterese vernachlässigbar klein. Auf vereisten Straßen oder bei Aquaplaning beispielsweise kann die viskose Reibungskomponente bestimmend werden, wobei die dabei auftretende Reibungskraft verhältnismäßig gering ist.

2.3 Griffigkeitsmessung

Für die Messung der Griffigkeit wurden verschiedene Verfahren entwickelt, um einen Kennwert unter praxisgerechten Bedingungen zu erhalten [FSV, 2002]. Je nach Messverfahren unterscheidet man zwischen der dynamischen und stationären Griffigkeitsmessung. In der Regel sind die dynamischen Messsysteme den stationär messenden vorzuziehen, da mit ihnen die Griffigkeit durchgehend und ohne wesentliche Beeinträchtigung des Verkehrs gemessen werden kann. Mit den stationären Messsystemen erfolgt lediglich eine punktuelle Erfassung der Griffigkeit. Sie sind aus diesem Grund nur für die Bewertung kleiner Straßenabschnitte geeignet [FGSV, 2003].

2.3.1 Methoden und Verfahren

2.3.1.1 Stationäre Griffigkeitsmessung

Einziges in der Norm verankertes stationäres Griffigkeitsmessgerät ist das SRT-Gerät (Skid Resistance Tester) [ÖNORM EN 13036-4, Entwurf 1998], das Ende der sechziger Jahre vom Transport and Road Research Laboratory (TRRL) entwickelt wurde. Fälschlicherweise werden zwar auch der Ausflussmesser nach Moore [ÖNORM EN 13036-3, 2003] und das Sandfleckverfahren [ÖNORM EN 13036-1, 2001] immer wieder mit Griffigkeitsmessung in Zusammenhang gebracht. Die beiden letztgenannten Geräte dienen allerdings ausschließlich zur Bestimmung der Texturtiefe (Makrotextur) und geben nur in Kombination mit dem SRT-Wert Aufschluss über die Griffigkeit einer Straßenoberfläche.

Da das SRT-Gerät lediglich eine modifizierte Form des Pendelgerätes aus dem Polierversuch nach British Standard ist, wird an dieser Stelle nicht näher auf das Messprinzip dieses Gerätes eingegangen sondern auf Kapitel 3.4.2 verwiesen.

2.3.1.2 Dynamische Griffigkeitsmessung

Die dynamische Griffigkeitsmessung auf Straßenoberflächen hat weltweit eine sehr lange Tradition. Bereits im Jahr 1928 wurden in Berlin zur Bestimmung der Straßengriffigkeit Bremsversuche mit Kraftwagen durchgeführt. In den USA wurde 1934 das erste Messgerät mit blockiertem Schlepprad entwickelt und in Deutschland entstand 1936 der Darmstädter Reibungsmesser, mit dem bereits systematische Reibungsmessungen auf Abschnitten von Reichsautobahnen und Reichsstraßen bei Geschwindigkeiten zwischen 40 und 120 km/h durchgeführt wurden. Das Messrad wurde zur Messung in blockiertem Zustand für kurze Zeit über die zuvor angenässte Straßenoberfläche geschleppt [WEHNER, 1974].

Ähnliche Schleppräder werden zu jener Zeit auch in Italien und Holland verwendet. Parallel dazu entwickelten sich in England und Frankreich Messgeräte mit einem zwangsweise unter einem Winkel von 20° schräg abrollenden Messrad. Diese ersten Messverfahren zur Ermittlung der Straßengriffigkeit aus den dreißiger Jahren haben z.B. in England und anderen Ländern maßgeblich die spätere Entwicklung im nationalen Raum geprägt [WEHNER, 1974].

Moderne Griffigkeitsmessgeräte lassen sich je nach Bauart in drei verschiedene Gerätetypen unterteilen. Zu jedem Gerätetyp sind nachfolgend die in Europa gebräuchlichsten Messgeräte angeführt [FUCHS, 2002]:

- Messung mit blockiertem Messrad
 - SRM-Stuttgarter Reibungsmesser
 - RoadSTAR-Road Surface Tester of Arsenal Research
 - Skiddometer
 - ROAR-Road Analyzer and Recorder
- Messung mit unter Schlupf ablaufendem Messrad
 - SRM Stuttgarter Reibungsmesser
 - RoadSTAR-Road Surface Tester of Arsenal Research
 - Skiddometer
 - GripTester
 - ROAR-Road Analyzer and Recorder
 - Norsemeter
- Messung mit schräg laufendem Messrad
 - SCRIM-Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine
 - Stradograph

2.3.2 Messgeräte

Im deutschen Sprachraum sind vor allem die dynamisch messenden Geräte SCRIM, RoadSTAR, SRM, Skiddometer und GripTester von Relevanz, einige davon haben bereits Eingang in die nationalen Prüfvorschriften gefunden haben.

2.3.2.1 SCRIM – Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine

Bei SCRIM-Messgeräten erfolgt die Griffigkeitsmessung nach dem Prinzip des zur Fahrtrichtung schräg gestellten, unter Seitenschlupf abrollenden Messrades (siehe Abb. 2-22). Der schräg gestellte Messreifen ist in der Radspur spurkonform zwischen der Vorder- und Hinterachse eines speziell dafür adaptierten Lastkraftwagens eingebaut.

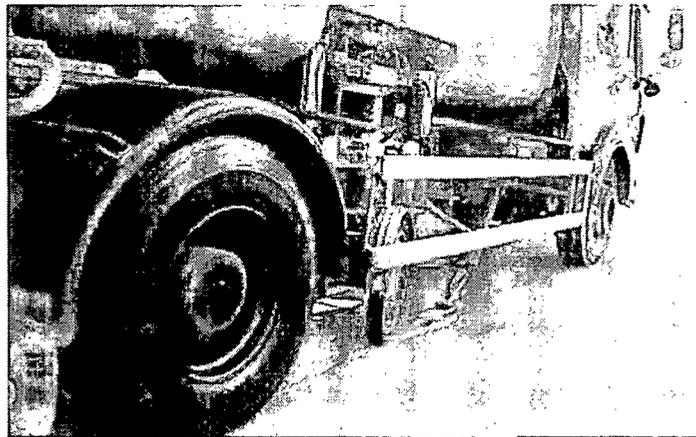


Abb. 2-22: Altes SCRIM-Messgerät mit gut sichtbarer Messradkonfiguration [KRETZ, 2003].

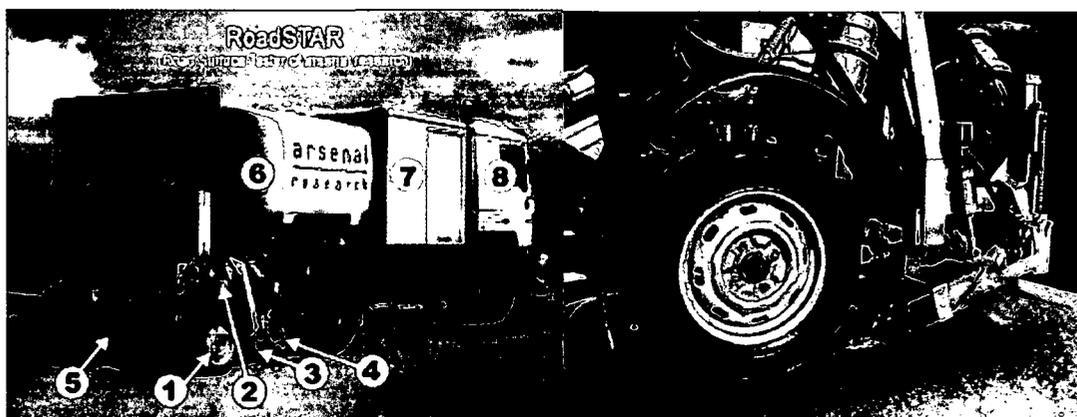
Der SCRIM-Messreifen ist üblicherweise ein schmaler, profilloser von der PIARC empfohlener Reifen der Größe 3 x 20 mit Diagonalbauart und hat einen Reifennendruck von 3,43 bar. Das Messrad wird gezwungen, schräg zur Fahrtrichtung mit einem Schräglaufwinkel von 20° abzurollen. Bei standardisierten Messbedingungen beträgt die Radlast 1,96 kN und die unmittelbar vor dem Messreifen aufgebrauchte rechnerische Wasserfilmdicke 0,5 mm. Die Messgeschwindigkeiten liegen meist bei 60 km/h (Bundesstraße) oder bei 80 km/h (Autobahn). Die Messungen erfolgen kontinuierlich bei gleich bleibender Geschwindigkeit. Theoretisch sind Messungen von 20 km/h bis 100 km/h möglich. Durch den relativ großen Wassertank mit einem Fassungsvermögen von ca. 3000 Liter, beträgt die Reichweite des Gerätes mit einer Wasserfüllung etwa 60 bis 80 km [LITZKA et al., 1988].

Die Handhabung des Messgeräts sowie die Vorgangsweise im Rahmen von Griffigkeitsmessungen ist in den deutschen Technischen Prüfvorschriften TP Griff – StB (SCRIM) [FGSV, 2001] geregelt.

2.3.2.2 SRM Stuttgarter Reibungsmesser – RoadSTAR-Road Surface Tester of Arsenal Research

Das Messgerät RoadSTAR (siehe Abb. 2-23 links) wurde vom "Forschungsinstitut für Kraftfahrwesen und Fahrzeugmotoren Stuttgart" in enger Zusammenarbeit mit dem ÖFPZ Arsenal GmbH entwickelt. Mit dem Messgerät können im fließenden Verkehr bei Messgeschwindigkeiten zwischen 40 km/h und 120 km/h (Standardgeschwindigkeit 60 km/h) die wichtigsten Oberflächeneigenschaften (Griffigkeit, Textur, Längs- und Querebenheit) sowie Trassierungsparameter erfasst werden.

Die Griffigkeitsmessungen (siehe Abb. 2-23 rechts) werden gemäß dem Prinzip des „Stuttgarter Reibungsmesser (STURM)“ durchgeführt. Diese Messeinrichtung am Straßenzustandserfassungsgerät RoadSTAR weist im Vergleich zum „Original Stuttgarter Reibungsmesser (SRM)“ vollkommen neu konstruierte bzw. verbesserte Aggregate auf.



- | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------------|
| 1: Messrad mit Bremsmomentenerfassung | 5: Getriebe zur Erzeugung von 18 % Schlupf |
| 2: Belastungszyylinder | 6: Wassertank |
| 3: Bewässerungseinheit | 7: Geräteaufbewahrung |
| 4: Vorbewässerung | 8: Fahrerkabine, digitale Messwerterfassung |

Abb. 2-23: Messgerät RoadSTAR und Griffigkeitsmesseinrichtung STURM [MAURER et al., 2002]

Die Neukonstruktion der Belastungseinheit – ein Druckluftbelastungszyylinder sorgt für einen konstanten Reifenanpressdruck des Messrades – und die zusätzliche Erfassung der aktuellen Radlasten führt zu einer wesentlich höheren Messgenauigkeit. Griffigkeitsmessungen können bei den Bremszuständen blockiertes Rad, gebremstes Rad mit konstantem Schlupf und gebremstes Rad mit Antiblockiersystem durchgeführt werden (Standard: 18 % Schlupf). Dabei sind Wasserfilmdicken zwischen 0,5 mm und 2 mm und Messgeschwindigkeiten zwischen 40 km/h und 120 km/h vorwählbar. Der

6000 l fassende Wassertank ermöglicht eine durchgehende Messleistung bis zu 60 km [MAURER et al., 2002].

Das Messrad ist ein gerillter PIARC-Reifen (165 R 15, Innendruck 2 bar) und schwenkt sich immer in die Stellung, in der es nahezu seitenkraftfrei läuft. Während der Messung werden die aktuellen statischen und dynamischen Radlasten sowie das Bremsmoment am Messrad kontinuierlich erfasst und mit Hilfe des bekannten Radhalbmessers des Messrades der Reibungsbeiwert μ bestimmt.

Die einzuhaltenden Randbedingungen während der Griffigkeitsmessung sowie die Beschreibung des Messgeräts ist in den Österreichischen Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau RVS 11.066 Teil V [FSV, 2002] geregelt.

2.3.2.3 Skiddometer

Skiddometer-Messzüge werden vor allem in der Schweiz für Griffigkeitsuntersuchungen des Straßennetzes verwendet. Das Skiddometer (siehe Abb. 2-24), welches am schwedischen Straßen- und Transportforschungsinstitut VTI entwickelt wurde, besteht aus einem dreirädrigen, einachsigen Messanhänger, der ein Gesamtgewicht von 1700 kg hat. Die beiden äußeren Räder dienen als Laufräder, mit denen die seitliche Stabilität des Systems gewährleistet wird. Das längs laufende Messrad ist in der Mitte angebracht und weist einen kleineren Durchmesser als die Laufräder auf, wodurch der für die Messung erforderliche Schlupf erzeugt werden kann. Mit Hilfe des Prinzips der Drehmomentmessung durch Dehnmessstreifen in Brückenschaltung wird die Reibungskraft in der Grenzfläche zwischen Reifen und Fahrbahn gemessen. Das Verhältnis der gemessenen Reibungskraft zur statischen vertikalen Radlast ergibt dann den Reibungsbeiwert. Das hohe Gewicht des Messanhängers bedingt ein Zugfahrzeug mit entsprechend hoher Motorleistung. In diesem Zugfahrzeug muss sowohl eine Benetzungsanlage, als auch ein Wassertank integriert werden um die Annässung der Straßenoberfläche zu gewährleisten [LITZKA et al., 1988].

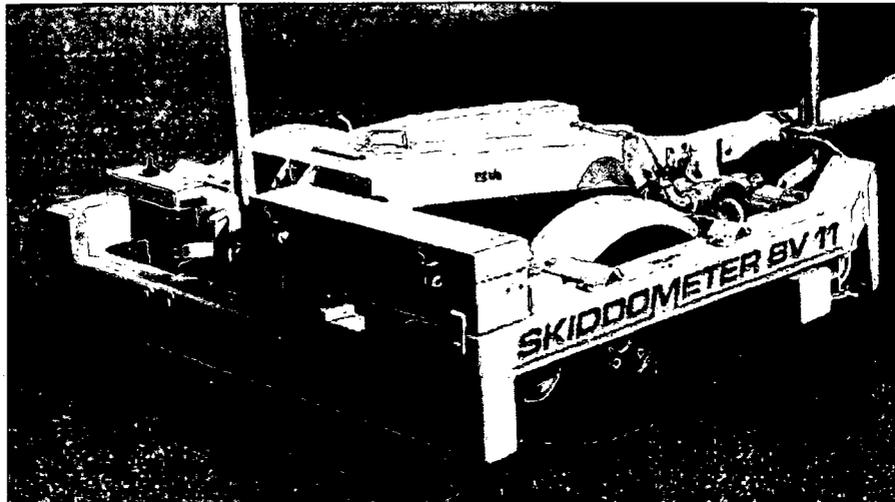


Abb. 2-24: Skiddometer BV 11 [PATRIA, 1985].

Bei einem modernen Skkidometer kann das Messrad über ein System von elektromagnetischen Kupplungen und Bremsen Griffigkeitsmessungen unter Schlupf oder mit blockiertem Messrad durchführen [BÜHLMANN, 1985].

Mit dem Skiddometer sind Messgeschwindigkeiten von 20 km/h bis 120 km/h möglich, die Messleistung bedingt durch den kleinen Wassertank (500 l) allerdings verhältnismäßig gering [LITZKA et al., 1988].

Die Messbedingungen sowie die Handhabung des Skiddometer im Rahmen von Griffigkeitsmessungen sind in der Schweizer Norm SN 640 510 b [VSS, 1985] reglementiert.

2.3.2.4 GripTester

Der 1987 in Schottland entwickelte GripTester (siehe Abb. 2-25) ist ein kompakter Dreiradanhänger und wurde von der Firma Findlay Irvine Ltd. zur dynamischen Erfassung der Griffigkeit von Fahrbahnoberflächen konstruiert.

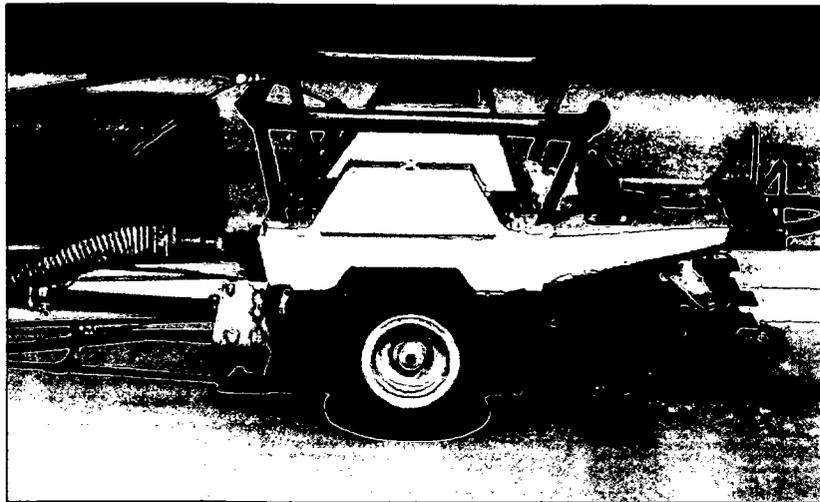


Abb. 2-25: Messgerät GripTester im Messeinsatz (Foto: Pfeiler).

Hauptelement des rund 90 kg schweren GripTester ist dessen Fahrwerk, das aus der vorderen Laufradachse und der hinteren Messradsachse besteht. Die Vorderachse ist mit zwei profilierten Laufrädern und einem Zahnrad versehen und über eine Antriebskette mit der Hinterachse verbunden. Die Hinterachse trägt das mittig angebrachte profillose Messrad (Innendruck = 1,38 bar) und ist mit einem vergleichsweise größeren Zahnrad als das der Vorderachse ausgestattet. Durch die unterschiedliche Größe der beiden Zahnräder und unter Berücksichtigung der Lagerreibung entsteht während der Fortbewegung ein 15 %-iger Schlupf. Das hintere Messrad bewegt sich dadurch langsamer als die vorderen Antriebsräder, es erfährt dabei also eine konstante Bremsung. Während der Fortbewegung wird die infolge des Schlupfes entstehende tangentielle Horizontalkraft in der Grenzfläche zwischen Messreifen und Fahrbahn und die gleichzeitig auf den Messreifen wirkende Vertikalkraft über Dehnmessstreifen erfasst [PFEILER, 2002].

Der Gleitreibungsbeiwert μ_{GT} , der als Quotient der Horizontalkraft und Vertikalkraft definiert ist, wird laufend berechnet und auf einer Datenerfassungseinheit abgespeichert. Der für die Messung erforderliche Wasserfilm wird über eine spezielle Bewässerungseinrichtung gewährleistet. Diese besteht aus einer Wasserdüse, die direkt vor dem Messreifen am Fahrwerksrahmen befestigt und für die Aufbringung des Wasserfilms während der Messwertaufnahme sorgt [PFEILER, 2002].

Griffigkeitsmessungen mit dem GripTester sind bis zu einer Geschwindigkeit von 80 km/h problemlos möglich, aufgrund der geringen Kapazität des Wassertanks (275-1000 l) ist die Messleistung allerdings ähnlich gering wie bei Skiddometer.

2.3.3 Praxis in Österreich

Zur Erfassung und Bewertung der Griffigkeit im österreichischen Straßennetz, wurde 1991 erstmals mit systematischen Messungen auf Netzebene begonnen. Bis 1996 wurden mit dem RoadSTAR insgesamt 12.200 Messkilometer erfasst, wobei 100 % des Autobahnen- und Schnellstraßennetzes und ca. 80 % des B-Straßennetzes gemessen wurden. Während auf den Autobahnen und Schnellstraßen je Richtungsfahrstreifen der rechte Fahrstreifen aufgenommen wurde, wurde auf den B-Straßen nur in einer Fahrtrichtung gemessen [TIEFENBACHER, 2002].

Zur Erstellung eines Bewertungshintergrundes (siehe Abb. 2-26) wurde die Messwertverteilung des gesamten Messprogramms statistisch analysiert. Zur Ermittlung der Geschwindigkeitsabhängigkeit der Reibungsbeiwerte wurden im gesamten Bundesgebiet fünf unterschiedliche Fahrbahndecken mit unterschiedlichen Griffigkeitsniveaus ausgewählt und mit fünf verschiedenen Messgeschwindigkeiten, 40, 60, 80, 100 und 120 km/h, unter Standardbedingungen gemessen. Die gemessenen Reibungsbeiwerte wurden dann über die Häufigkeitsverteilung in fünf Griffigkeitsklassen eingeteilt. Dabei wurde in Anlehnung an die Vorgangsweise in Deutschland die schlechteste Klasse mit der 5 %-Fraktile festgelegt [TIEFENBACHER, 2002].

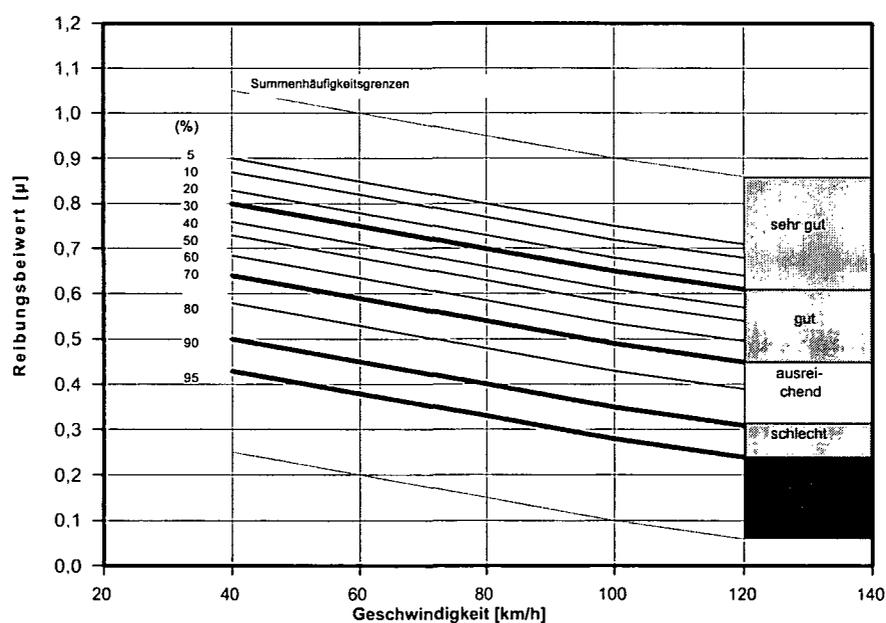


Abb. 2-26: Österreichischer Bewertungshintergrund 1996 [FUCHS, 2002].

Eine zweite Messkampagne mit dem Messgerät RoadSTAR wurde zwischen 1999 und 2002 durchgeführt. Nach Auswertung der neuen Daten wird der Bewertungshintergrund erforderlichenfalls einer Überarbeitung unterzogen.

Anhand des Bewertungshintergrundes wurden im Rahmen des Österreichischen Pavement Management Griffigkeitsklassen und Grenzwerte für die Straßenerhaltung definiert (siehe Tab. 2-1). Im internationalen Gleichklang wurde als vorläufiger Warnwert die Grenze zwischen den Zustandsklassen III und IV (10 %-Fraktile), und als vorläufiger Schwellenwert die Grenze zwischen den Zustandsklassen IV und V (5 %-Fraktile) festgelegt. Bei der Standardmessgeschwindigkeit von 60 m/h, beträgt der Warnwert $\mu = 0,45$ und der Schwellenwert $\mu = 0,38$ [TIEFENBACHER, 2002].

Tab. 2-1: Griffigkeitsklassen gemäß dem Österreichischen Bewertungshintergrund [Tiefenbacher, 1999].

Griffigkeitsklassen	Bezeichnung	Summenhäufigkeit [%]	Reibungsbeiwert μ^*
I	sehr gut	< 30	> 0,75
II	gut	70 - 30	0,59 - 0,75
III	ausreichend	90 - 70	0,45 - 0,59
Warnwert		90	0,45
IV	schlecht	90 - 95	0,38 - 0,45
Schwellenwert		95	0,38
V	sehr schlecht	> 95	< 0,38

*) Standardmessgeschwindigkeit 60 km/h, 18 % Schlupf

Wie den Ausführungen zu entnehmen ist, gibt es derzeit in Österreich lediglich ein anerkanntes Messsystem, nämlich jenes des RoadSTAR, das seit der Einführung der RVS 11.066 V [FSV, 2002] auch in den Richtlinien verankert ist. Als zusätzliches Griffigkeitsmessgerät, vor allem für den Einsatz auf Projektebene und im kommunalen Bereich, soll der GripTester in den Richtlinien berücksichtigt werden. Die dafür entsprechenden Vorarbeiten werden im Rahmen der Eigenforschung am Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung der TU Wien wahrgenommen. Dabei werden vor allem Untersuchungen betreffend die Korrelation zwischen den Messwerten des RoadSTAR und jenen des GripTester durchgeführt bzw. an der Erstellung eines eigenen Bewertungshintergrundes gearbeitet.

Aufgrund der sehr einfachen Bedienung wird zur punktuellen Erfassung der Griffigkeit zusätzlich weiterhin das stationär messende SRT-Gerät verwendet.

3. GESTEINSTECHNISCHE GRUNDLAGEN

3.1 Einteilung der Gesteine nach ihrer Entstehung

Minerale sind im physikalischen und chemischen Sinne bis zur atomaren Größenordnung homogene, feste Naturkörper, die fast ausschließlich in Form von Kristallen vorliegen und in Gemengen alle unsere Gesteinsarten zusammensetzen. Die Mineralbildung vollzieht sich im Rahmen geologischer Prozesse und erfolgt vorwiegend aus übersättigten Schmelzen oder aus wässrigen Lösungen verschieden hoher Temperaturen. Als Bestandteile der Erde werden die Minerale nach ihrer Bildungsart der magmatischen, der sedimentären oder der metamorphen Abfolge zugeordnet (siehe Abb. 3-1) [NEUMANN, 1964].

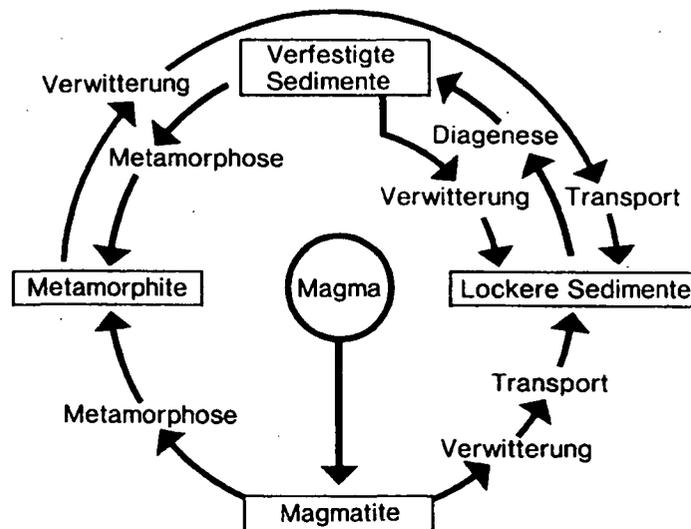


Abb. 3-1: Kreislauf der Gesteine [SCHUMANN, 2003]

3.1.1 Magmatite

Die feste Gesteinsbildung beginnt mit dem Magma, wie es heute unter der festen Erdkruste vorliegt (siehe Abb. 3-2). Magma besteht aus Gesteinsschmelzen mit unterschiedlichem Chemismus, insbesondere sehr unterschiedlichem Kieselsäuregehalt. Durch den Aufstieg dieser Schmelzen in Richtung Erdoberfläche kommt es zur langsamen Abkühlung, zum Auskristallisieren von Mineralien und letztendlich zu deren Zusammenwachsen zu festen Gesteinen, den so genannten Magmatiten. Aufgrund der

langsamen Abkühlung können die Minerale gut auskristallisieren und erreichen Korngrößen, die mit bloßem Auge zu erkennen sind. Die so entstandenen Gesteine sind sehr kompakt und zeichnen sich durch die Richtungslosigkeit der Mineralkörner sowie ein geringes Porenvolumen aus. Da sich diese Vorgänge in der Tiefe der Erdkruste abspielen, werden die dabei entstehenden Gesteine auch als Tiefengesteine oder Plutonite bezeichnet [EPPENSTEINER, 1999].

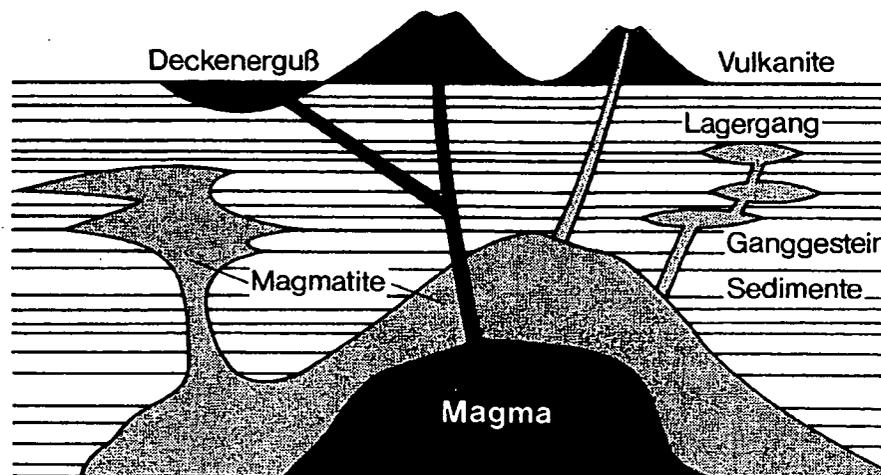


Abb. 3-2: Lagerungsformen des aufsteigenden Magmas [SCHUMANN, 2003].

Gelangt das Magma allerdings durch vulkanische Vorgänge zur Erdoberfläche – die Gesteinsschmelze wird nun als Lava bezeichnet –, so kühlt es rasch ab. Dadurch bleibt den Mineralen wenig Zeit zum Auskristallisieren und es können nur sehr kleine Mineralkörner entstehen. Diese Magmatite, die durch Zutagetreten von Lava an der Erdoberfläche entstanden sind, werden auch als Ergussgesteine oder Vulkanite bezeichnet [EPPENSTEINER, 1999]. Der Chemismus und damit der Mineralbestand der Ergussgesteine sind im Großen und Ganzen dem der Tiefengesteine gleich, da beide Gesteinsgruppen aus dem gleichen Magma stammen. Der wesentliche Unterschied liegt allerdings im Gesteinsgefüge. Da die Vulkanite sehr viel schneller erkalten als die Plutonite, sind die Kristalle der Vulkanite in der Regel geradezu mikroskopisch klein und mit bloßem Auge nicht zu erkennen. Sie weisen also eine dichte Struktur auf, in der sich nur einzelne Kristalle entwickeln können [KRZEMIEN, 2002].

Die Ganggesteine, Gesteine die in den Aufstiegswegen des Magmas zur Erdoberfläche stecken geblieben und auskristallisiert sind, bilden gemeinsam mit den Tiefengesteinen und den Ergussgesteinen die gesamte Gruppe der Magmatite oder Erstarrungsgesteine.

3.1.2 Sedimente

Unter dem Einfluss der Atmosphären (Sauerstoff, Kohlensäure, Wasser u.a.) und verschiedener klimatologisch und mechanisch wirkender Faktoren erfahren die Gesteine an der Erdoberfläche eine Veränderung und Zerstörung, die als Verwitterung bezeichnet wird [NEUMANN, 1964]. Verwitterungsvorgänge zermürben und zerkleinern die Gesteine und machen sie dadurch für die Erosion durch Wasser, Gletschereis oder Wind leichter transportierbar. Man unterscheidet dabei drei Arten der Verwitterung, die mechanische oder physikalische Verwitterung, die chemische Verwitterung und die biologische oder organische Verwitterung.

Vorwiegend mechanisch zerkleinertes Gestein wird in Abhängigkeit von der Korngröße als Ton, Schluff, Sand, Kies oder Stein bezeichnet. Sie bilden die Gruppe der mechanischen Sedimente oder Trümmergesteine [EPPENSTEINER, 1999].

Bei der chemischen Verwitterung werden unter bestimmten Bedingungen im Wasser lösliche Minerale ausgefällt und bilden die Gruppe der chemischen Sedimente oder Fällungsgesteine [EPPENSTEINER, 1999].

Ein anderer Teil der im Wasser gelösten Stoffe wird von pflanzlichen oder tierischen Organismen genutzt. Die zurückbleibenden anorganischen Reste – Fossilien – bilden dann, meist mit eingeschwemmtem oder chemisch gefälltem Material, die Gruppe der biogenen Sedimente.

Die mechanischen, chemischen und biogenen Sedimente bilden zusammen die Gruppe der Ablagerungsgesteine.

3.1.3 Metamorphite

Zu den metamorphen Gesteinsbildungen (Umprägungs- oder Umwandlungsgesteine) gehören sowohl die durch hohe Temperaturen und bzw. oder hohen Druck mit oder ohne Stoffzufuhr im Erdinneren im Zuge der Regional-, Dynamo-, Kontakt-, und Ultrametamorphose vor sich gegangenen nachträglichen Umbildungen als auch Neubildungen von Mineralen, wobei die Ausgangsstoffe sowohl magmatischer als auch sedimentärer Natur sein können [NEUMANN, 1964]. Die Wirkungsweise der Metamorphose zeigt sich durch Strukturänderung, Umkristallisation oder durch Zu- und Abfuhr von Stoffen.

Bei einseitiger Druckwirkung entsteht die für viele metamorphe Gesteine typische Schieferung, wobei der Mineralbestand der Gesteine erhalten bleibt. Bei der Schieferung entstehen senkrecht zu der Druckrichtung blättrig ausgebildete Minerale und diese verleihen dem Gestein eine Richtung im Gesteinsgefüge [KRZEMIEN, 2002].

Im Gegensatz zu dieser Strukturänderung führt eine Umkristallisation zu kompakten Gesteinen mit grobkörnigem Gefüge. Hierbei entstehen allerdings vielfach neue Minerale.

Da es zu jedem Magmatitgestein und Sedimentgestein mindestens ein metamorphes Gestein gibt, ist die Zahl der verschiedenen Metamorphite sehr groß. Je nach Ausgangsgestein unterscheidet man die aus Magmatiten hervorgegangenen Orthogesteine und die aus Sedimenten entstandenen Paragesteine [KRZEMIEN, 2002].

Richtwerte betreffend die verschiedenen Eigenschaften von Festgesteinen (Tab. 3-1) und Gesteinskörnungen (Tab. 3-2) sind nachfolgend angeführt.

Tab. 3-1: Richtwerte von Festgesteinen erweitert von KRZEMIEN [2002] nach [ÖNORM B 3129, 1991].

Gesteinsart	Rohdichte	Reindichte	Wahre Porosität	Wasseraufnahme	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Schleifverschleiß n. Böhme
	g/cm ³	g/cm ³	Vol.-%	M.-%	N/mm ²	N/mm ²	cm ³ /50cm ³
ERSTARRUNGSGESTEINE – MAGMATITE							
Granit, Syenit	2,60 – 2,80	2,62 – 2,85	0,4 – 1,5	0,2 – 0,5	160 – 240	10 – 20	5 – 8
Diorit, Gabbro	2,80 – 3,00	2,85 – 3,05	0,5 – 1,2	0,2 – 0,4	170 – 300	10 – 22	5 – 8
Quarzporphyr, Porphy, Andesit	2,55 – 2,80	2,58 – 2,83	0,4 – 1,8	0,2 – 0,7	180 – 300	15 – 20	5 – 8
Basalt, Melaphyr	2,95 – 3,00	3,00 – 3,15	0,2 – 0,9	0,1 – 0,3	250 – 400	15 – 25	5 – 8
Basaltlava	2,20 – 2,35	3,00 – 3,15	20 – 25	4 – 10	80 – 150	8 – 12	12 – 15
Diabas	2,80 – 2,90	2,85 – 2,95	0,3 – 1,1	0,1 – 0,4	180 – 250	15 – 25	5 – 8
ABSATZGESTEINE – SEDIMENTE							
Dichte Kalke	2,65 – 2,85	2,70 – 2,80	0,5 – 2,0	0,2 – 0,6	80 – 160	6 – 12	15 – 40
Poröse Kalke	1,70 – 2,60	2,70 – 2,80	5 – 30	0,2 – 10	20 – 90	5 – 8	25 – 60
Travertin	2,30 – 2,50	2,70 – 2,80		2 – 5	20 – 70	4 – 10	25 – 60
Kalksandstein	1,70 – 2,30	2,70 – 2,80		5 – 15	15 – 40	10 – 15	
Dolomite	2,70 – 2,90	2,75 – 2,95	0,5 – 2,0	0,2 – 0,6	120 – 200	12 – 20	20 – 35
Kieselig gebundene Sandsteine	2,60 – 2,65	2,64 – 2,68	0,4 – 2,0	0,2 – 0,5	120 – 200	3 – 15	7 – 8
Sonstige Quarzsandsteine	2,00 – 2,65	2,64 – 2,72	0,5 – 25	0,2 – 9	30 – 180	3 – 8	10 – 14
METAMORPHE GESTEINE							
Gneise	2,65 – 3,00	2,67 – 3,05	0,4 – 2,0	0,1 – 0,6	160 – 280		4 – 10
Granulit	2,60 – 2,70	2,67 – 2,72	0,4 – 2,0	0,1 – 0,6	160 – 240		4 – 10
Amphibolit	2,70 – 3,10	2,75 – 3,15	0,4 – 2,0	0,1 – 0,4	170 – 280		6 – 12
Serpentinit	2,60 – 2,75	2,62 – 2,78	0,3 – 2,0	0,1 – 0,7	140 – 250		8 – 18
Quarzit	2,60 – 2,65	2,64 – 2,68	0,4 – 2,0	0,2 – 0,5	150 – 300	13 – 25	7 – 8
Kristalline Marmore	2,65 – 2,85	2,70 – 2,90	0,5 – 2,0	0,2 – 0,6	80 – 180	6 – 12	15 – 40

Tab. 3-2: Richtwerte von Gesteinskörnungen [ÖNORM B 3129, 1991].

Gesteinsart	Schüttdichte ¹⁾	Los-Angeles-Wert ²⁾	Schlagzertrümmerungswert	PSV-Wert
	t/m ³		% der Masse	
ERSTARRUNGSGESTEINE – MAGMATITE				
Granit, Syenit	1,3 – 1,4	16 – 25	12 – 27	44 – 52
Diorit, Gabbro	1,4 – 1,5	14 – 22	10 – 20	
Quarzporphyr, Porphyr, Andesit	1,3 – 1,4	12 – 20	11 – 23	49 – 54
Basalt, Melaphyr	1,3 – 1,4	11 – 20	9 – 20	44 – 58
Basaltlava	1,1 – 1,25	30 – 55		
Diabas	1,35 – 1,45	10 – 18	9 – 20	49 – 57
ABSATZGESTEINE – SEDIMENTE				
Dichte Kalke	1,3 – 1,4	20 – 35	17 – 28	39 – 51
Dolomite	1,3 – 1,4	16 – 25	17 – 28	42 – 48
Kieselig gebundene Sandsteine	1,25 – 1,35		12 – 27	
Sonstige Quarzsandsteine	1,25 – 1,40			
Kiese rund	1,25 – 1,40	20 – 55		
Kiese gebrochen	1,25 – 1,40	15 – 30		39 – 51
METAMORPHE GESTEINE				
Gneise	1,3 – 1,5	20 – 40	12 – 27	
Granulit	1,3 – 1,4	22 – 28	12 – 27	47 – 53
Amphibolit	1,4 – 1,5		12 – 27	
Serpentinit	1,3 – 1,4	15 – 25		43 – 50
Quarzit	1,25 – 1,35	20 – 28	12 – 27	46 – 54
Kristalline Marmore	1,3 – 1,4	20 – 45		42 – 51
1) gilt bei Einkornverteilung				
2) gilt bei gebrochenem Material für Edelkantkörnung und Edelbrechkörnung				

3.2 Straßenbaugesteine in Österreich

Aufgrund der geographischen Lage Österreichs, ein Großteil des Landes wird von den Alpen dominiert, trifft man auch auf eine sehr große Gesteinsvielfalt. Grob lassen sich folgende geologische Bereiche definieren, nämlich der Südteil der Böhmisches Masse, die Molassezone und das Tertiärbecken, sowie die Alpen.

Die nachfolgend beschriebenen Gesteine werden derzeit sehr häufig im Straßenbau eingesetzt und wurden im Rahmen der gegenständlichen Forschungsarbeit berücksichtigt.

Basalt

Der Basalt ist ein feinkörniges, junges Ergussgestein (Vulkanit), das häufig kleine rundliche Blasen Hohlräume aufweist. Er hat eine dunkelgraue, grauschwarze bis dunkelblaue Farbe. Basalte sind sehr fest und schlecht teilbar. Neben der Verwendung als Straßenbaustoff wird er auch als Gleisschotter, im Wasserbau oder als Kleinsteinpflaster eingesetzt. Wegen seiner geringen Korndifferenzierung ist er als Pflasterstein für Straßenoberflächen schlecht geeignet, da er eine geringe Mikrotextur aufweist und unter Abriebbeanspruchung glatt wird. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Klöch, Mühlendorf, Weitendorf und Pauliberg [KRZEMIEN, 2002].

Diabas

Der Diabas ist ein körniger „alter“ Basalt aus dem Paläozoikum, der eine geringfügige Metamorphose aufweist. Anstelle von Augit und Olivin tritt Chlorit. Dadurch entstehen die graugrüne Farbe und die große Zähigkeit. Verwendet wird der Diabas als Straßenbaustoff und Gleisschotter. Da sich Diabase selektiv abnützten und dabei immer wieder eine raue Oberfläche ausbilden, weist dieses Gestein eine ausgezeichnete Polierresistenz auf und eignet sich daher besonders gut für den Einsatz in Deckschichten. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Ebriach, Eisenkappel, Kitzbühel, Oberhaag, und Saalfelden [KRZEMIEN, 2002].

Grünschiefer

Im Gegensatz zum Diabas ist das Ausgangsgestein des Grünschiefers nicht ausschließlich vulkanischer Natur, sondern er enthält zusätzlich vulkanische Lockerprodukte in Form von Tuffen. Darüber hinaus ist der Metamorphosegrad wesentlich höher als bei Diabasen. Der Grünschiefer ist daher ein sehr vielfältiges Gestein, dessen genaue Zusammensetzung stark von der jeweiligen Lagerstätte abhängig ist. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Badersdorf.

Granit

Der Granit gehört zu der Gruppe der Plutonite. Er entsteht aus der glühflüssigen Schmelze in der Tiefe der Erdkruste und ist an keine geologische Epoche gebunden. Er

besteht aus Feldspat, Quarz und Glimmer, wobei an Stelle des Biotits (Magnesiumglimmer) auch Augit oder Hornblende treten können. Aufgrund der hellen Gemengeteile Quarz und Feldspat ist der Granit ein helles Gestein, dessen Einzelkörner immer so entwickelt sind, dass sie mit bloßem Auge erkennbar sind. Der Feldspat ist oft groß und zeigt deutliche Kristalle, dem Quarz hingegen fehlt die natürliche Eigenbegrenzung, da er als letzter aus der Schmelze ausgeschieden wird und die verbleibenden Hohlräume füllen muss. Ein wesentliches Erkennungsmerkmal ist die Richtungslosigkeit der Mineralkörner und das Fehlen von Hohlräumen. Verwendet wird der graue Granit sowohl als Straßenbaustoff als auch als Gleisschotter. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Limberg, Schrems oder Schärding [KRZEMIEN, 2002].

Kalkstein

Der Kalkstein ist ein sehr weit verbreitetes Sedimentgestein, das fast ausschließlich aus Kalkspat besteht und sich durch seine große Reinheit auszeichnet. Die Beimengungen betragen in der Regel keine 5 %. Zu anderen Sedimentgesteinen bestehen allerdings alle möglichen Übergänge. So spricht man je nach vorherrschender Verunreinigung beispielsweise von kieseligem Kalkstein, tonigem Kalkstein, mergeligem Kalkstein usw. Die Farbe von reinem Kalkstein ist weiß, kann aber je nach Art der Verunreinigung variieren. Kalksteine werden vor allem im Straßen- und Betonbau sehr häufig verwendet [NEUMANN, 1964]. Aufgrund seines monomineralischen Gesteinsaufbaus weist Kalkstein lediglich eine sehr geringe Polierresistenz auf. Vorkommen findet man zum Beispiel in den nördlichen und südlichen Kalkalpen, Schweizer, Schwäbischer oder Fränkischer Jura [KRZEMIEN, 2002].

Dolomit

Der Dolomitstein ist dem Kalkstein in Farbe, Beimengungen und Vorkommen sehr ähnlich, weist allerdings neben dem Kalkspat mindestens 15 % $MgCO_3$ auf. Man nennt dieses Gestein auch Calciummagnesium-Karbonat und es besteht aus dem Mineral Dolomitspat. Dolomit entsteht durch Umwandlung von Kalkstein, indem das im Wasser befindliche Magnesium mit Kalk reagiert [NEUMANN, 1964]. Der Dolomit ist in seinen Eigenschaften dem Kalkstein ähnlich, weist allerdings durch seine deutlich höhere Mineralhärte (Ritzhärte nach Mohs = 3,5-4) eine wesentlich größere Gesteinsfestigkeit auf. Dolomit neigt bei tektonischer Beanspruchung sehr stark zu Sprödbrech. Aufgrund seines monomineralischen Aufbaues ist er weitgehend frei von störenden Verunreinigungen und hat ebenso wie der Kalkstein eine geringe Polierresistenz. Österreichische Vorkommen sind beispielsweise in Bad Deutsch Altenburg, Eberstein, Berndorf und Gaaden anzutreffen.

Amphibolit

Als Amphibolit bezeichnet man dunkelgrüne bis schwarze metamorphe Gesteine, die vorwiegend aus schwarzgrüner Hornblende und Plagioklas bestehen und ein mehr oder minder ausgeprägtes Parallelgefüge haben. An Stelle der gemeinen Hornblende können rhombische Amphibole treten. Daneben treten Diopsid, Dialagg, Granat, Biotit u.a. auf. Sinkt der Hornblendegehalt unter 45 % gehen die Amphibolite in Hornblendegneise über [NEUMANN, 1964]. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Eibenstein und Kreuth.

Granulit

Granulit ist ebenfalls ein Metamorphitgestein und hat eine Parallelstruktur mit englagigen, feinkörnigen hellen und dunklen Gneispartien. Neben dem Hauptgemengeteil Feldspat ist Quarz und stets auch Granat vorhanden [NEUMANN, 1964]. Österreichische Vorkommen findet man beispielsweise in Meidling/Thale.

Serpentinit

Der Serpentinit entsteht aus den magmatischen Gesteinen Perodit und Pikrit, gelegentlich auch aus stark dolomitischen Mergeln. Hauptgemengeteil ist das Mineral Serpentin, Nebengemengeteile sind Granat, Olivin, Augit, Hornblende, Talk und Erze. Er weist ein massiges Gesteinsgefüge ohne Schieferung auf und kann in den verschiedensten Grüntönen vorkommen [KRZEMIEN, 2003]. In Österreich findet man Serpentinit-Vorkommen beispielsweise in Preg, Badersdorf und Rumpersdorf.

Kersantit – Porphyrit

Porphyrite sind vortertiäre, porphyrische Ganggesteine, die aus Plagioklas und einem dunklen Gemengeteil (Hornblende, Biotit oder Augit) bestehen. In der kompakten, dunkelgrauen bis schwärzlichen oder grünlichen bis bräunlichen Grundmasse liegen Einsprenglinge von Plagioklas und solche von Biotit, Hornblende und Proxen. Je nach der Natur der vorherrschenden dunklen Gemengeteile unterscheidet man Glimmerporphyrite, Hornblendeporphyrite u.a. Die quarzhaltigen Varietäten bezeichnet man als Quarzporphyrite [NEUMANN, 1964]. Ganggesteine erreichen allerdings nur selten derartige Mächtigkeiten, sodass sie isoliert vom Nebengestein, das sie als Ganggestein durchschlagen haben, gewonnen werden können. In Österreich ist ein Kersantit-Porphyrit beispielsweise in Persenbeug anzutreffen.

Die oben angeführte Beschreibung der verschiedenen Gesteine dient lediglich der groben Zuordnung. Aufgrund der Inhomogenität der meisten österreichischen Steinbruchgebiete weichen die einzelne Gesteine von dieser allgemeinen Beschreibung durchaus ab. Diese Inhomogenitäten sind jedoch nicht ausschließlich auf österreichische Abbaustätten beschränkt, sondern vielmehr ein Phänomen, das bei Naturprodukten die

Regel ist. Beispielsweise sind die Materialqualitäten von Basalt sehr stark von der jeweiligen Lagerstättengenese abhängig. So können oft nicht nur hochwertige basaltische Laven sondern häufig auch gasreiche Varietäten und Aschen in Form von Tuffen und minderwertigen Basalten gefördert werden [LANG, 2003].

Neben der von der Natur vorgegebenen Variation der Mineralstoffe innerhalb polymineraler Gesteine wird die Qualität der Materialien durch den Aufbereitungsvorgang beeinflusst. Das Prinzip der selektiven Zerkleinerung sorgt dafür, dass nach jeder Zerkleinerungsstufe tendenziell qualitativ hochwertigeres Material in der Grobfraction angereichert wird [LANG, 2003]. Der dabei entstehende Sand besteht aus einer Ansammlung jener Gesteinsbruchstücke bzw. Minerale, die bei der Aufbereitung den geringsten Zerkleinerungswiderstand aufweisen.

Österreichische Lagerstätten sind jedenfalls in der Lage, sehr hochwertige Gesteine zu produzieren, jedoch ist es aufgrund der in den Gesteinsvorkommen vorhandenen Varietäten erforderlich, das Material stets aufs Neue zu untersuchen.

3.3 Gesteinseigenschaften und ihre Anforderungen

Gesteinskörnungen, die in Österreich im Straßenbau verwendet werden, müssen die in der RVS 8.01.11 [FSV, 1993] „Gesteinskörnungen für den Straßenbau“ angeführten Anforderungskriterien erfüllen (siehe Tab. 3-3). Die RVS 8.161 [FSV, 1986b] enthält zusätzliche Anforderungen an Edelbrechkörnungen aus LD-Schlacke bezüglich Freikalkgehalt, Porosität und Quellung. Die technischen Vertragsbedingungen für ungebundene untere und obere Tragschichten sind in der RVS 8S.05.11 [FSV, 2004] enthalten. Alle Anforderungen an Gesteinskörnungen für den Asphaltstraßenbau sind außerdem in der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] zusammengefasst. Auf die Änderungen, die in die erst kürzlich veröffentlichten RVS 8S.01.41 in der Fassung vom Mai 2004 eingearbeitet wurden, wird in Kapitel 4.4 detaillierter eingegangen. Grundlage des Versuchsprogramms in Kapitel 4 ist allerdings die zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gültige RVS 8S.01.41 in der Fassung 2001.

Tab. 3-3: Anforderungen und Prüfbedingungen für Korngruppen [FSV, 1993].

Eigenschaften	Gesteinsmaterial	Anforderungen	Prüfung	Geltungsdauer
Frostbeständigkeit	RK, KK, BK	≤ 2% Absplitterungen < 1,6 mm Δ LA ≤ 20%	ÖNORM B 3123, Teil 3 ÖNORM B 3122 Abschnitt 6.2 ÖNORM B 3128	2 Jahre
	EKK, EBK	≤ 1% Absplitterungen < 1,6 mm Δ LA ≤ 20%	ÖNORM B 3123, Teil 3 ÖNORM B 3122 Abschnitt 6.2 ÖNORM B 3128	2 Jahre
Festigkeit	RK, KK, BK, EKK, EBK	Die geforderten Los-Angeles-Werte sind je nach Verwendungszweck den einschlägigen RVS zu entnehmen	ÖNORM B 3128	1 Jahr ¹⁾
Korngröße	RK	≤ 10% Überkorn ²⁾ ≤ 10% Unterkorn bei der RK ≥ 4 mm ³⁾ ≤ 15% Unterkorn bei RK 1/4 ≤ 1% < 0,063 mm bei RK ≥ 1 ≤ 5% < 0,063 mm bei RK 0/1 und RK 0/4	RVS 11.061 mit Prüfsieben gemäß Tab. 4 oder ÖNORM B 3304 oder ÖNORM B 4412	6 Monate
	KK, BK	≤ 10% Überkorn bei KK und BK ≥ 4 mm ≤ 15% Überkorn bei KK und BK 0/4 ≤ 20% Unterkorn ⁴⁾		
	EKK, EBK	≤ 10% Überkorn ²⁾ bei EKK und EBK ≥ 4 mm ≤ 15% Überkorn ²⁾ bei EKK und EBK 0/2 (fk) ≤ 20% Überkorn bei EBK 0/0,09 f ≤ 40% Überkorn bei EBK 0/0,09 g ≤ 15% Unterkorn ³⁾ bei EBK und EKK ≥ 2 mm ≤ 25% < 0,09 mm bei EKK 0/2 und EBK 0/2 ⁶⁾ ≤ 20% < 0,09 mm bei EKK 0/2 fk und EBK 0/2 fk ⁷⁾		
Kornform (f: d > 3: 1)	RK	≤ 30% bei RK 4/8 ≤ 20% bei RK ≥ 8	DIN 52114	6 Monate
	KK, BK	≤ 40% bei KK und BK 4 mm bis 22 mm ≤ 30% bei KK und BK ≥ 22 mm		
	EKK, EBK	≤ 35% bei EKK und EBK 2/4 ≤ 25% bei EKK und EBK 4/8 ≤ 20% bei EKK und EBK ≥ 8 mm Weitergehende Anforderungen sind je nach Verwendungszweck den einschlägigen RVS zu entnehmen		
Bruchflächigkeit ⁸⁾	KK BK EKK EBK	≥ 90% K ≥ 90% B ≥ 90% K, ≥ 50% B ≥ 90% B	RVS 11.062, Pkt. 2	6 Monate
Polierwiderstand	EKK, EBK	Die geforderten PSV-Werte sind den einschlägigen RVS zu entnehmen	RVS 11.062, Pkt. 4	2 Jahre
REINHEIT: Grobe Verunreinigungen Humusprobe	RK, KK, BK, EKK, EBK RK 0/1, RK 0/4, KK, BK 0/4 EKK, EBK 0/2	0 ⁹⁾ Verfärbung maximal goldgelb (RAL-Farbe 1004)	Augenschein ÖNORM B 3304	6 Monate
		Wasserlösliche Chloride Wasserlösliche Sulfate		≤ 0,01% Chlorid ≤ 0,3% SO ₃
Wasserempfindliche Substanzen	RK, KK, BK 0/4, EKK 0/2, EBK 0/2 für technische Asphalte	Beurteilung durch Sachverständigen	ÖNORM B 3681	Bei Verdacht durchzuführen
Wasserempfindliche Minerale	RK, KK, BK 0/4, EKK 0/2, EBK 0/2 (wenn > 10% < 0,09 mm), EBK 0/0,09	≤ 10% wasserempfindliche Minerale im Anteil < 0,02 mm	RVS 11.062, Pkt. 5	2 Jahre
Wassergehalt	EBK 0/0,09	≤ 0,5%	ÖNORM B 3122	6 Monate
Trockenhohlraumgehalt	EBK 0/0,09	≤ 40%	RVS 11.062, Pkt. 3	6 Monate
Sonnenbrennerzerfall	Basaltische BK und EBK > 2 mm	Nur qualitativ	TPMin Stb-Teil 4.2, Pkt. 4.2 und 4.4	Bei Verdacht durchzuführen

¹⁾ Die Prüfzeugnisse müssen aus dem laufenden Jahr stammen. Die Beurteilung der Gleichmäßigkeit der Festigkeitseigenschaften erfolgt auf Grund von an der Kornklasse 4/8 ermittelten Los-Angeles-Werten. Anzugeben ist jeweils das Mittel aus den drei letzten Untersuchungen, wobei zwischen den einzelnen Probenahmen ein Abstand von mindestens drei Monaten liegen muß und die älteste nicht mehr als zwei Jahre und die jüngste nicht mehr als vier Monate zurückliegen darf.

²⁾ Der zulässige Überkornanteil muß innerhalb der nächsten Kornklasse liegen.

³⁾ Beim zulässigen Unterkornanteil der Korngruppen über 4 mm Korngröße darf der Durchgang durch das nächstkleinere Prüfsieb 2 M-% nicht überschreiten.

⁴⁾ Der Anteil unter 0,09 mm darf mit Ausnahme von KK 0/4 und BK 0/4 3 M-% nicht überschreiten.

⁵⁾ Der Anteil unterhalb der nächstniedrigeren Kornklassen darf 5 M-% und der unter 0,09 mm 2 M-% nicht überschreiten.

⁶⁾ Der Anteil < 0,09 mm darf um nicht mehr als ± 5% absolut schwanken.

⁷⁾ Der Anteil < 0,09 mm darf um nicht mehr als ± 3% absolut von dem vom Erzeuger angegebenen mittleren Füllanteil abweichen.

⁸⁾ Für die Beurteilung der Kornklasse 0,09/2mm gilt das Prüfergebnis der Kornklasse 1/2 mm. Körner unter 0,09 mm gelten als Brachkörner.

⁹⁾ Grobe organische Verunreinigungen (Holzteile, Pflanzenreste u. dgl.) dürfen nur in unschädlichen Mengen enthalten sein.

Je nach Einsatz des Gesteinsmaterials in einer Tragschicht oder einer Deckschicht sind teilweise unterschiedliche Kriterien zu erfüllen. Die Anforderungen je Schichttyp und in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung (Lastklasse) sind in Tab. 3-4 und Tab. 3-5 dargestellt.

Tab. 3-4: Anforderungen an das Gesteinsmaterial für Tragschichten gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2001].

Material/Eigenschaft Regelwerk	Lastklasse	Mischguttyp		
		BT	BTD	BT HS
Lieferkörnungen D > 0,09 mm				
Frostbeständigkeit ÖN B 3123-3	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Festigkeit [M.-%] LA-Wert ÖN B 3128	S, I	≤ 30	nicht zulässig	≈ 25
	II, III	≤ 35		
	IV, V	≤ 40	≤ 30	
Korngröße DIN 1996-14	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Kornform > 8 mm l:d > 3 [M.-%] ÖN EN 933-4	S, I, II, III	≤ 20	nicht zulässig	≈ 20
	IV, V	≤ 30	≤ 30	
	Kornform 4/8 mm l:d > 3 [M.-%] ÖN EN 933-4	S, I, II III	≤ 25	nicht zulässig
IV, V	≤ 35	≤ 35		
Brechkomanteil [M.-%] RVS 11.062-II	S, I	≤ 50	nicht zulässig	≈ 50
	II, III	keine	keine	
	IV, V	keine		
Kantkornanteil [M.-%] RVS 11.062-II	S, I	≈ 90	nicht zulässig	≈ 90
	II	≈ 50		
	III	keine	≥ 33	
	IV, V	keine	≥ 85	
Haftverhalten [%] ÖN B 3682	S, I, II, III	> 85	nicht zulässig	> 95
	IV, V	> 85	≥ 85	
Reinheit ÖN B 3304	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Wasserempfindliche Substanzen ÖN B 3681	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Wasserempfindliche Minerale RVS 11.062-V	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Sonnenbrennerzerfall TPMin Stb 4.2	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Lieferkörnungen D ≤ 0,09 mm¹⁾				
Korngröße DIN 1996-14	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Wasserempfindliche Minerale RVS 11062-5	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Wassergehalt ÖN B 3122	alle LK	gem. RVS 8.01.11		
Trockenhohlraumgehalt RVS 11.062-3	alle LK	gem. RVS 8.01.11		

Tab. 3-5: Anforderungen an das Gesteinsmaterial für Deckschichten gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2001]

Material/Eigenschaft Regelwerk	Lastklasse	Mischguttyp pmAB, SMA, DDH, LDDH, AB, DA, GA					
		Lieferkörnungen D > 0,09 mm					
Korngruppe		0/2	2/4	4/8	8/11	11/16	16/22
Frostbeständigkeit ¹⁾ ÖN B 3123-3	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Festigkeit ¹⁾ [M.-%] LA-Wert	S, I	≤ 20		≤ 18			
ÖN B 3128	II, III, IV	≤ 25		≤ 20			
	V	≤ 30		≤ 25			
Korngröße DIN 1996-14	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Kornform l:d > 3 [M.-%] ÖN EN 933-4	alle LK	keine		≤ 15			
Bruchflächigkeit RVS 11.062-II	alle LK	EBK, EKK					
Polierwiderstand [%] RVS 11.062-IV	S, I, II	keine		IV 50 ²⁾			
	III			IV 45 ²⁾			
	IV, V			IV 40			
Haftverhalten [%] ÖN B 3682	alle LK	≥ 85; ≥ 95 bei Verwendung von PmB					
Reinheit ÖN B 3304	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Wasserempfindliche Substanzen ÖN B 3681	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Sonnenbrennerzerfall TPMin Stb 4.2	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Lieferkörnungen D ≤ 0,09 mm ³⁾							
Korngröße DIN 1996-14	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Wasserempfindliche Minerale RVS 11.062-V	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Wassergehalt ÖN B 3122	alle LK	gem. RVS 8.01.11					
Trockenhohlraumgehalt RVS 11.062-III	alle LK	gem. RVS 8.01.11					

Ein Vergleich der Tab. 3-4 mit Tab. 3-5 zeigt, dass die Anforderungskriterien in Abhängigkeit des gewählten Schichttyps unterschiedlich sind. Da Deckschichten der Verkehrsbeanspruchung direkt ausgesetzt sind, werden an sie auch wesentlich höhere Qualitätsansprüche gestellt als beispielsweise an Tragschichten.

Ein wesentliches Qualitätsmerkmal betreffend die Griffigkeit von Asphaltdeckschichten ist der Nachweis des Polierwiderstandes der verwendeten Gesteine. In Österreich ist dies durch den Polierversuch nach British Standard BS 812 in der RVS 8.01.11 [FSV, 1993] bzw. RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] geregelt. Demzufolge muss für Körnungen > 4 mm stellvertretend an der Kornklasse 8/10 mm [FSV, 2001] ein entsprechender Polierversuch durchgeführt werden, dessen Ergebnis der PSV-Wert (polished stone value) ist. In Abhängigkeit von der Lastklasse gemäß RVS 3.63 [FSV, 1998] muss folgender PSV-Wert nachgewiesen werden:

- für Straßen mit hoher Beanspruchung (Lastklasse S, I, II): PSV ≥ 50
- für Straßen mittlerer Beanspruchung (Lastklasse III): PSV ≥ 45

- für Straßen geringer Beanspruchung (Lastklasse IV, V): $PSV \geq 40$

Nachfolgend sind die gemäß Tab. 3-5 für Deckschichten zu prüfenden Gesteinseigenschaften kurz beschrieben. Auf jene Eigenschaften, die im Rahmen der späteren Untersuchung (siehe Kapitel 4) von großer Wichtigkeit sind, wird dabei detaillierter eingegangen.

3.3.1 Festigkeit und Frostbeständigkeit

Von wesentlicher Bedeutung für die Festigkeit einer Asphaltenschicht ist die Festigkeit der Einzelkörner, besonders die der Kanten und Ecken. Die Beanspruchung der Festigkeit der Einzelkörner erhöht sich dabei umso mehr, je kleiner das Verhältnis von Größtkorn zu Schichtdicke ist. Aufgrund der vergleichsweise geringen Dicke sind deshalb die Einzelkörner in Deckschichten am stärksten belastet. Die Bestimmung der Festigkeit erfolgt gemäß ÖNORM EN 1097-2 [ONI, 1998] mit der Los Angeles Trommel, in der das Prüfgut einer Schlag-Abriebsbeanspruchung ausgesetzt wird.

Die Einwirkung von Frost hat auf den Gesteinststoff selbst grundsätzlich keine Auswirkung. Erst bei der Anwesenheit von Wasser im Porensystem des Gesteins kann es aufgrund der Ausdehnung des gefrierenden Wassers zu Gefügesprengungen und -Lockerungen kommen. Gesteine, die jedoch ein Porensystem haben, das größer als der Ausdehnungsraum des gefrierenden Wassers (9 Vol.-%) ist sind als frostbeständig zu bezeichnen [HOLL, 1971]. Die Überprüfung der Frostbeständigkeit [ÖNORM EN 1367-1, 2000] erfolgt durch die Ermittlung des Anteils der Absplitterungen $< 1,6$ mm nach einer genormten Frost- Tauwechsel-Anzahl bzw. der Festigkeitsabnahme einer untersuchten Gesteinskörnung vor und nach dieser Frost- Taubeanspruchung.

3.3.2 Kornform, Korngröße und Bruchflächigkeit

Die Lastabtragung innerhalb einer Asphaltenschicht hängt wesentlich vom Verhältnis Größtkorn zu Schichtdicke ab. Je kleiner das Größtkorn im Verhältnis zur Schichtdicke ist, desto mehr wird die Festigkeit der Schicht von der inneren Reibung und Verspannung geprägt und weniger von der Festigkeit des Einzelkorns. Dabei erfolgt auch die Ableitung der Kräfte langsamer, wodurch die Gefahr der Überlastung der Schicht und damit des Auftretens von Verformungen besteht [MÜLLER et al., 2002]. Je nach Dicke der bituminösen Schicht liegt das optimale Schichtdicken-Größtkorn-Verhältnis zwischen 2:1 und 3,5:1.

Die Kornform ist ein Merkmal, das die Lagerungsdichte des Kornhaufwerkes beeinflusst, und wird nach ÖNORM EN 933-4 [ONI, 2004] bestimmt. Korngemische aus gedrunken geformten Einzelkörnern, die nach einer stetigen Korngrößenverteilung zusammengesetzt sind, erreichen höhere Lagerungsdichten als Kornhaufwerke spießiger

oder plattiger Körner mit gleicher Korngrößenverteilung [MÜLLER et al., 2002]. Eine höhere Lagerungsdichte ermöglicht wiederum eine bessere Abtragung der eingeleiteten Kräfte, da zwischen den Körnern eine größere Kontaktfläche entsteht. Spießige oder plattige Körner neigen zudem dazu, während des Verdichtungsvorganges zu brechen, wodurch sich die Korngrößenverteilung verändert und in der Regel feiner wird. Gemäß dem Richtlinienwerk [RVS 8.01.11, 1993] ist deshalb für Gesteinskörnungen die Kornformkennzahl mit dem Kornformmessschieber [ÖNORM EN 933-4, 2004] nachzuweisen. Als Kornformkennzahl ist dabei das Verhältnis der Masse der plattigen Körner (Kornlänge/Kornbreite > 3) zur Gesamtmasse aller Körner definiert. Je nach Verwendungszweck und Größtkorndurchmesser ist dieser Masseanteil begrenzt (siehe Tab. 3-4 und Tab. 3-5).

Neben der Abstimmung der Korngröße auf die Schichtdicke und der Berücksichtigung der Kornform ist auch die Bruchflächigkeit [ÖNORM EN 933-5, 1998] des Einzelkorns für die Auswahl der Gesteinskörnung wesentlich. Mit steigendem Anteil an gebrochenen Kornoberflächen erhöht sich die erzielbare innere Reibung, aber auch der Verdichtungswiderstand in einem Kornhaufwerk. Bei Korngemischen mit überwiegendem Anteil an gerundeten Kornoberflächen ist zwar die aktivierbare Reibung geringer, dafür verringert sich auch der Verdichtungswiderstand, was den Verdichtungsvorgang erleichtert. Das bedeutet allerdings auch, dass bei Korngemischen mit Rundkornanteil die Verformungsstabilität und dadurch die Beständigkeit gegen Spurrinnenbildung geringer ist. In Deckschichten ist deshalb die Verwendung von Rundkorn unzulässig.

3.3.3 Haftverhalten

Unter dem Haftverhalten versteht man das Vermögen des Bitumenfilms, auch unter Einwirkung von Wasser am Gestein haften zu bleiben. Die polaren Wassermoleküle besitzen derart große Netzkräfte, dass sie das Bindemittel vom Gestein verdrängen können, sofern der Bindemittelfilm dünn oder das Bindemittel niederviskos ist. Der Wasserzutritt zum Gestein erfolgt in der Regel an Stellen mechanischer Beschädigung des Bindemittelfilms. Bei steifem Bindemittelfilm kann auch eine Wasserunterwanderung eintreten. Das Bindemittel sitzt jedoch nach dem Austrocknen wieder fest auf dem Korn auf, sofern es nicht im unterwanderten Zustand mechanisch beansprucht wurde [HOLL, 1971].

Eine ausreichend gute Haftung ist Voraussetzung für eine dauerhafte Kohäsion innerhalb der Asphaltenschicht. Das Haftverhalten zwischen Bitumen und basischen Gesteinen ist in der Regel gut, jenes bei sauren Gesteinen schlechter. Ein schlechtes Haftverhalten zwischen Bitumen und Gestein kann allerdings durch die Verwendung von Haftmitteln verbessert werden [MÜLLER et al., 2002].

3.3.4 Reinheit

Das Gestein bzw. die Körnungen sollen möglichst keine schädlichen Bestandteile enthalten. Als schädliche Bestandteile gelten jene Stoffe, die die Homogenität und dadurch die Beständigkeit des Asphalts oder Betons negativ beeinflussen. Grobe Verunreinigungen wie Holzteile, Pflanzenreste, Torf, Kohle, Abfälle und ähnliches dürfen ebenso wenig enthalten sein wie Humus und andere organische Verunreinigungen. Für den Einsatz von Gesteinskörnungen im Betondeckenbau ist außerdem der Anteil von wasserlöslichen Chloriden und Sulfaten nachzuweisen. Während wasserlösliche Chloride, die etwa durch Düngemittel oder Rückstände von Salzstreuungen in den Zuschlag kommen können den Rostschutz der Stahleinlagen gefährden, führen Gips und andere Sulfate häufig zu einem Festigkeitsabfall und einer späteren Zerstörungen des Betons durch Treiben.

3.3.5 Sonnenbrennerzerfall

Einen so genannten Sonnenbrennerzerfall beobachtet man bei Basalten und verwandten Ergussgesteinen [DE QUERVAIN, 1967]. Dabei kommt es unter Atmosphäreinfluss zu einem Gesteinszerfall, der Sonnenbrand genannt wird. Er beginnt mit dem Erscheinen grau-weißer Flecken. Üblicherweise bilden sich Haarrisse, die von diesen Flecken ausgehen und sie miteinander verbinden. Dies setzt die Festigkeit des mineralischen Gefüges herab und als Ergebnis zerfällt das Gestein in kleine Bruchstücke, den so genannten Graupen. In Abhängigkeit von der Herkunft kann dieser Prozess innerhalb einiger Monate nach dem Abbau im Steinbruch abgeschlossen sein oder sich über mehrere Jahrzehnte hinziehen. In Ausnahmefällen führt ein schneller Zerfall zur Bildung großer Risse und zum Zerschlagen der Körner [ÖNORM EN 13043, 2003].

3.3.6 Quellverhalten – Wasserempfindliche Substanzen

Bei Anwesenheit von Tonmineralen im Feinkornbereich von Gesteinskörnungen kommt es bei Wasserzutritt in Abhängigkeit von der Art und Menge der Tonminerale zu Quellerscheinungen und damit auch zu Volumenvergrößerungen im bituminösen Mischgut. Quellerscheinungen von Tonmineralen innerhalb bituminöser Bindemittelfilme können durch Veränderung des Haftverhaltens des Bindemittels an Mineralstoffoberflächen auch zu einer Verringerung der Standfestigkeit bzw. der Verschleißfestigkeit von bituminösen Schichten führen [FENZ et al., 1998; FEIX 1979].

Den Zusammenhang zwischen Quellung und Haftverhalten beschreibt FEIX [1979] in der von ihm angeführten Ablösetheorie, die von der Beobachtung ausgeht, dass die Trennung des Bindemittelfilms vom Mineralstoff auch ohne eine Verletzung desselben erfolgen kann. Dies ist dann der Fall, wenn Wasser durch das Bindemittel

diffundiert oder wenn zwischen Bindemittel und Gesteinsoberfläche eingedrungenes Wasser als Adsorptionswasser gebunden wird. Einlagerungen von quellfähigen oder wasserempfindlichen Tonmineralen im Korngerüst des Asphaltmischgutes verstärken den Ablöseprozess und verursachen dadurch eine Zerstörung der inneren Struktur des Asphaltes. Diese Tonminerale treten vorwiegend im Fülleranteil, also in der Fraktion $\leq 0,09$ mm auf.

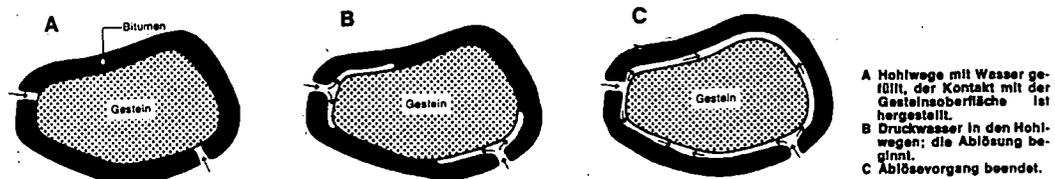


Abb. 3-3: Modellvorstellung einer Bindemittelablösung durch Wasserdruck [FEIX, 1979].

Die Haftung des Bitumenfilms an der Oberfläche des Füllers ist nach HOLL [1963a] größtenteils auf einen Austausch der Grenzflächenenergie innerhalb der molekularen Kraftfelder der beiden Phasen Bitumen und Füller zurückzuführen. Diese thermodynamische Haftung wird zudem durch eine mechanische Haftung ergänzt, die durch die kapillare Saugwirkung von porösen Oberflächen hervorgerufen wird. Treten bei der Oberflächenbenetzung eines bestimmten Mineralkorns zwei verschiedene netzfähige Phasen in Konkurrenz, so setzt sich schließlich jene durch, welche die weiter reichende Kraftfeldstärke zu diesem Mineralkorn besitzt. Da die zwei konkurrierenden Phasen im bituminösen Straßenbau Bitumen einerseits und Wasser andererseits sind, ergeben sich daraus Probleme bezüglich Verarbeitbarkeit, Standfestigkeit und Beständigkeit [HOLL, 1963a]. Während beispielsweise im Zuge der Asphaltmischgutverarbeitung die Restfeuchtigkeit der Gesteinskörner ein vollständiges Umschließen dieser mit Bitumen verhindern kann, kann es bei in Betrieb stehenden Deckschichten durch stehendes Oberflächenwasser zu einer Lösung der Haftverbindungen zwischen Bitumen und Gestein kommen. In beiden Fällen kommt es in weiterer Folge zu einer Zerstörung der Asphaltstruktur und somit zu einem Festigkeitsrückgang [ZENKE, 1980].

Für bituminöse Schichten treten die größten Beständigkeitsprobleme bei der Anwesenheit von Tonpartikeln in den Mineralkörnungen auf. Die Füllermaterialien sind in dieser Hinsicht besonders gefährdet, da die Tonminerale infolge ihrer Feinkörnigkeit und ihrer feinschichtigen kristallinen Morphologie sehr stark zur Anreicherung in den Feinkörnungen neigen und zudem schwer erkennbar sind [HOLL, 1963b]. Die Tonminerale haben eine schlechte Oberflächenaffinität zum Bindemittel, die jedoch durch die meist sehr hohe Kapillarhaftung kompensiert wird, sodass sie in der Regel eine hohe stabilisierende Wirkung aufweisen. Bei Wasserzutritt jedoch lagern die einzelnen Tonpartikeln in ihren feinschichtigen Kristallgittern Wassermoleküle ein, die

einerseits das Bindemittel teilweise verdrängen und andererseits zur Aufblähung, also Quellung der Partikeln führen. Aufgrund der hydrophilen und wassersaugfähigen Eigenschaft der Tonminerale kommt es im Mischgut zu einer mehr oder weniger starken Volumenvergrößerung und Aufspaltung der Tonteilchen, der Belag quillt auf und bildet bei erneutem Austrocknen netzartig verteilte Schwindrisse [WEBER, 1980]. Das ständige Wechselspiel zwischen Quell- und Schwindspannungen führt schließlich zur Zerstörung des Asphaltgefüges, die bei gleichzeitiger Frosteinwirkung noch stark beschleunigt wird [SCHELLENBERG, 1975].

3.3.7 Polierwiderstand und Verschleißverhalten

Der Polierwiderstand von Mineralstoffen ist der gesteinspezifische Widerstand der Gesteinsoberfläche gegen Änderungen der Mikrotextur durch polierende Beanspruchung unter definierten Messbedingungen. Einen wesentlichen Einfluss auf diese Eigenschaft hat in erster Linie der Mineralbestand und der innere Gefügebau des Gesteins, aber auch jene Korngröße, in der ein Mineralstoff auf seinen Polierwiderstand geprüft wird. Denn mit kleiner werdendem Korn verschiebt sich der Anteil von Flächenschärfe zur Kantenschärfe, womit sich auch die Reibungsverhältnisse ändern und im Allgemeinen größere Kräfte in der Grenzfläche zwischen Reifenlatsch und Straßenoberfläche übertragen werden können [DAMES et al., 1997]. Während also bei grobkörnigen Oberflächen die Rauheit der Bruchflächen der einzelnen Körner die Reibungsverhältnisse maßgebend beeinflusst, ist bei feinkörnigen Oberflächen die Kantenschärfe des Einzelkorns bestimmend [SCHULZE K.-H., 1970a].

Bei Asphaltdeckschichten besteht die Straßenoberfläche nach einer von der Verkehrsstärke und der Witterung abhängigen Einfahrzeit hauptsächlich aus bindemittelfreien Gesteinsoberflächen (siehe auch Kapitel 2.2.2). Die Bedeutung der Splittkomponente wird, wenn keine Verbesserung der Anfangsgriffigkeit vorgenommen wird, also erst einige Monate nach der Verkehrsübergabe relevant [VAN DER SLUIS et al., 2002]. Der mineralogische Gesteinsaufbau beeinflusst dabei unter anderem die Mikrotextur und den Polierwiderstand. Beide haben großen Einfluss auf die durch den Splitt hervorgerufene Griffigkeit [BREUER et al., 1991]. Hervorzuheben sind Splitte, deren Minerale sich innerhalb des Gesteins in Härte und Spaltbarkeit unterscheiden. Sie sind in der Lage, ihre Mikrotextur durch Herausbilden eines sekundären Reliefs unter den Einwirkungen von Verkehr und Witterung selbständig zu regenerieren [FGSV, 1994].

Wenig polierfähig und deshalb bevorzugt zu verwenden sind die Gesteine Quarzporphyr, Diorit, Diabas und bedingt Grauwacke. Basalte und Kalksteine sind als grobes Splittkorn weniger geeignet [WIEHLER, 1995]. Es ist aber zu beachten, dass – wie ausgeführt – mit abnehmender Korngröße der Anteil der flächenhaften Schärfe ab und der Anteil der Kantenschärfe zunimmt. Gleichzeitig steigt mit zunehmender

Kantenschärfe auch die Polierresistenz. Basalt kann demnach nach DAMES et al. [1989b] als Brechsand mit hoher Kantenschärfe und hohem Polierwiderstand sehr wohl für eine griffige Deckschicht geeignet sein.

Während die Splittkomponente bei bituminösen Deckschichten erst nach einigen Monaten Auswirkungen auf die Griffigkeit hat, ist der Einfluss des Sandes schon für die Anfangsgriffigkeit von entscheidender Bedeutung [DAMES, 1988]. Die anfangs vom Mörtel dominierte Straßenoberfläche erhält durch die Art und die Menge des Brechsandes im Mörtel ihre Mikrotextur. Ein hoher Brechsandanteil (50 bis 80 %) führt hierbei nach DAMES et al. [1986] zu einer höheren Anfangs- und Dauergriffigkeit als ein hoher Natursandanteil. Voraussetzung für den gewünschten positiven und nachhaltigen Einfluss ist wie beim Splitt ein hoher Polierwiderstand des verwendeten Sandes. DAMES et al. [1988] stellten einen Zusammenhang zwischen Griffigkeit von Asphaltbetondeckschichten und dem Polierwiderstand von Sand bzw. den gemessenen Gleitbeiwerten fest. Der Polierwiderstand von Sand wurde in diesem Fall mit der Wehner/Schulze-Poliermaschine der TU Berlin (siehe Kapitel 3.4.2) ermittelt.

3.3.7.1 Theoretische Betrachtung des Poliervorganges

Zur Beschreibung des Poliervorganges führt BURKART [1974] zwei verschiedene Theorien an, nämlich einerseits die Abtragungstheorie und andererseits die Fließtheorie.

Nach der Abtragungstheorie besteht zwischen einem Schleif- und einem Poliervorgang kein Unterschied, da das Polieren als ein ultramikroskopischer Schleifvorgang angesehen wird. Der Übergang wird nur durch immer feiner werdenden Stoffabtrag (Verschleiß) bei gleichzeitig feiner werdendem Schleif-, bzw. Poliermittel bewirkt.

Die Fließtheorie besagt, dass beim Polieren keine Substanz mehr abgetragen wird, sondern dass unter dem Druck des Polierkorns in Verbindung mit der während des Poliervorganges entstehenden Temperaturerhöhung ein Schmelzen der obersten Schicht eintritt. Dadurch entsteht eine amorphe, polierte Oberfläche, die so genannte Beilby-Schicht. Das bedeutet, dass entweder auf mechanischem Weg oder durch örtliches Kriechen eine gewisse Beweglichkeit eintritt, sodass die von der vorausgegangenen Schleifbeanspruchung stehen gebliebenen Unregelmäßigkeiten ausgefüllt oder sogar zugeschmiert werden [BREYER G., 1980].

Generell erfährt beim Schleifen und Polieren von Gesteinen die oberste Schicht eine intensive Bearbeitung. Jedes Schleifmittelkörnchen greift schneidend oder zerdrückend die Kristalle und Kristallite an, wobei in der Oberflächenzone eine immer weitergehende Zerkleinerung stattfindet. Je disperser das Schleifmittel ist, also je mehr

Schleifmittelkörner dem Schmiermittel zugesetzt sind, umso mehr geht der Schleifvorgang dabei in den Poliervorgang über [VOGLER, 1966].

Bei der schleifenden und polierenden Oberflächenbehandlung spielt das Vorhandensein oder Fehlen eines Schmiermittels – vorwiegend der im Straßenstaub reichlich enthaltene Quarz, der unter den gesteinsbildenden Mineralen die größte Härte aufweist – eine wichtige Rolle. Gewöhnlich werden Gesteine unter Zugabe von Wasser geschliffen oder poliert, da durch dieses Schmiermittel die Abtragung der von den Schleifmittelkörnern gelockerten Kristallteilchen stark gefördert wird. Beim Fehlen eines Schmiermittels, also wenn trocken geschliffen oder poliert wird, ist der Abrieb geringer, und die so bearbeiteten Oberflächen werden schon deshalb weniger aufgeraut. Dabei spielen wahrscheinlich auch Umlagerungsvorgänge an der Oberfläche der Kristalle eine Rolle, die man sich als ein Verschmieren der Kristallsubstanz vorstellen kann [VOGLER, 1966].

3.3.7.2 Poliervorgang auf der Straßenoberfläche

Für den Poliervorgang auf der Straßenoberfläche scheidet die Fließtheorie weitgehend aus, da hier nicht die dafür notwendigen Temperaturen erreicht werden können. Hingegen kommt die Abtragungstheorie den Verhältnissen auf der Straße wesentlich näher [BREYER G., 1980].

Durch den Reifen werden entweder die Mineralspitzen abgebrochen oder ganze Mineralkörner aus dem Verband herausgerissen. Ersteres führt dabei zum Abschleifen und zur Glättung der Straßenoberfläche, letzteres zur Aufrauung.

Die Einflüsse seitens der verwendeten Gesteine sind allerdings derart vielfältig, so genügt beispielsweise schon ein inhomogenes körniges Gefüge aus unterschiedlich harten Mineralkomponenten, um ein Polieren wirkungsvoll zu verhindern. Dies bedeutet, dass all jene Gesteine rau und griffig bleiben, die sich unter dem Verkehr auch abnutzen, mit anderen Worten Mineralien enthalten, die infolge guter oder relativ leichter Spaltbarkeit in kleinere Körner zerbrechen, abspalten und sich herauslösen, sodass stets neue Kristalle oder Mineralien zum Vorschein gebracht werden. Dieser Prozess lässt sich am plausibelsten anhand eines Vergleiches zwischen Stahl und einem Schleifstein erklären. Die beste Wirkung wird mit jenem Schleifstein erzielt, der sich stets abnutzt und daher den Stahl immer wieder von neuem anzugreifen vermag. Zu dichte, feine oder zu harte Schleifsteine verlieren während des Schleifvorganges selbst kein oder zu wenig Material weshalb sie auch eher glatt werden und somit keine Schleifwirkung mehr erzielen [BREYER H., 1954].

Für die Straßenbautechnik bedeutet dies, dass jene Gesteine die beste Wirkung hinsichtlich einer guten Griffigkeit erzielen, die durch Verschleiß bzw. Abrieb auch stets aufgeraut werden und sich selektiv abnutzen. Im Vergleich dazu sind Gesteine mit hoher Abriebs- bzw. Verschleißresistenz nur dann wirkungsvoll, wenn sie grundsätzlich

eine sehr hohe Polierresistenz aufweisen. Ist dies nicht der Fall, werden die exponierten Gesteinsoberflächen poliert, was sich in weiterer Folge ungünstig auf die Griffigkeit auswirkt.

3.4 Prüfung von Straßenbaugesteinen

3.4.1 Quellversuch

Der in der ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] angeführte Quellversuch beschreibt die Prüfung von Gesteinskörnungen hinsichtlich etwaiger schädlicher wasserempfindlicher, quellfähiger Einlagerungen im Korngerüst von Gesteinsmaterialien, die zur Herstellung von bituminösem Mischgut verwendet werden. Die Ermittlung des Quellverhaltens (Q_{28}) von bituminösem Mischgut erfolgt hierbei über die relative Volumenänderung bzw. ersatzweise über die relative Änderung der Raumdichte nach 28-tägiger Lagerung im Wasserbad.

Die Prüfung nach ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] erfolgt an mindestens drei Marshall-Probekörpern (DIN 1996 Teil 4 und Teil 20) einer Asphaltmischung mit einem Hohlraumgehalt zwischen 6,5 % und 9,5 %. Nach der Herstellung der Probekörper werden diese im Wasser bei 1 °C mittels aufgebrachtem Unterdruck von 50 mbar im Vakuum-Exsikkator wassergesättigt und anschließend für die Dauer von 28 Tagen bei Raumtemperatur im Wasserbad gelagert. Als Maß für die Quellung dient die Volumenzunahme nach 28 Tagen Wasserlagerung, bezogen auf das Volumen nach der Wassersättigung im Vakuum-Exsikkator [HERBST et al., 1985].

3.4.2 Polierversuch mit anschließender Griffigkeitsmessung

Um das mineralstoffabhängige Griffigkeitsverhalten von Straßenoberflächen abschätzen zu können, wird in Österreich standardmäßig der Polierversuch nach British Standard BS 812 angewendet. Da bei diesem Verfahren allerdings lediglich die Splittkomponente geprüft wird, kann über einen etwaigen Einfluss der feineren Fraktionen ≤ 4 mm keine Aussage getroffen werden, obwohl deren Polierresistenz nach DAMES [1988, 1997] einen nachweislichen Einfluss auf die Griffigkeit von Straßenoberflächen hat.

Die Frage, ob die Sandpolierprüfung ebenso wie die Polierprüfung von Splitten mit der allseits bekannten und sehr einfach zu bedienenden, sowie in vielen Prüfinstituten und Forschungslaboratorien vorhandenen PSV-Gerätschaft vorgenommen werden könnte, lässt sich anhand der von DAMES [2000a] erzielten Ergebnisse beantworten. Die Ergebnisse zeigen auf, dass das Prüfverfahren nach British Standard aufgrund der relativ kleinen Ergebnis-Spreizung den Polierwiderstand von feinen

Prüfkörnungen bis 1,0 mm wegen der stets vorhandenen Messwertstreuung nicht ausreichend präzise differenzieren kann. Aufgrund dieser Tatsache bietet sich als alternative Prüfmethode die Polierprüfung nach Wehner/Schulze an, welche eine wesentlich größere Differenzierung zulässt.

Schon frühere systematische Untersuchungen zum Polierverhalten von Mineralstoffen in der Prüfanlage Wehner/Schulze zeigten, dass man aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchung des Mineralstoffes während der Polierprüfung nicht ohne weiteres vom Polierwiderstand eines Splittes 8/10 mm auf den des zugehörigen Sandes 0/2 mm schließen kann. Aufgrund des Prinzips der selektiven Zerkleinerung, das dem Aufbereitungsvorgang von Gesteinskörnungen zugrunde liegt, sind die Eigenschaften der beiden Körnungen 8/10 mm und 0/2 mm nicht vergleichbar und häufig verschieden (siehe auch Ausführungen in Kapitel 3.2). Deutlich zeigt sich dies bei der Bestimmung des Polierwiderstandes. Während bei der Untersuchung des Polierverhaltens von Splitten die Rauheit der Kornoberfläche maßgebend ist, ist bei der Sandpolierprüfung die Kantenschärfe des Sandkorns bestimmend [SCHULZE K.-H., 1970a]. SCHULZE K.-H. wies in dieser Arbeit außerdem die Körnungsabhängigkeit des Polierwiderstandes innerhalb der feinen Körnungen bis 1,0 mm nach. Für diesen Nachweis wurden vier verschiedenen Modelloberflächen mit dem Polierverfahren nach Wehner/Schulze untersucht. Die Modelloberflächen bestanden aus aufgeklebten Brechsandkörnern einer sehr eng begrenzten Kornklasse, nämlich 0,09/0,1 mm, 0,16/0,2 mm, 0,4/0,63 mm und 0,8/1,0 mm.

Die Ergebnisse der Polieruntersuchung mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze auf diesen vier Oberflächen sind in Abb. 3-4 dargestellt. Dabei zeigt sich, dass bei geringen Gleitgeschwindigkeiten die erzielten Polierwerte alle auf einem ähnlichen, vergleichsweise sehr hohen Niveau liegen. Folglich ist ihnen, unabhängig von der Korngröße, ein etwa gleich großer Schärfegrad zuzusprechen. Die Korngröße wirkt sich erst mit zunehmender Geschwindigkeit aus. Je größer das Korn, desto höher bleiben die Polierwerte mit steigender Gleitgeschwindigkeit. Der Grund dafür sind die mit größer werdendem Korn entstehenden Zwischenräume zwischen den Körnern, die zu einer besseren Dränagewirkung führen. Eine weitere Steigerung des Größtkorn über 1,0 mm führt zu keiner weiteren Anhebung der Polierwerte [SCHULZE K.-H., 1970a].

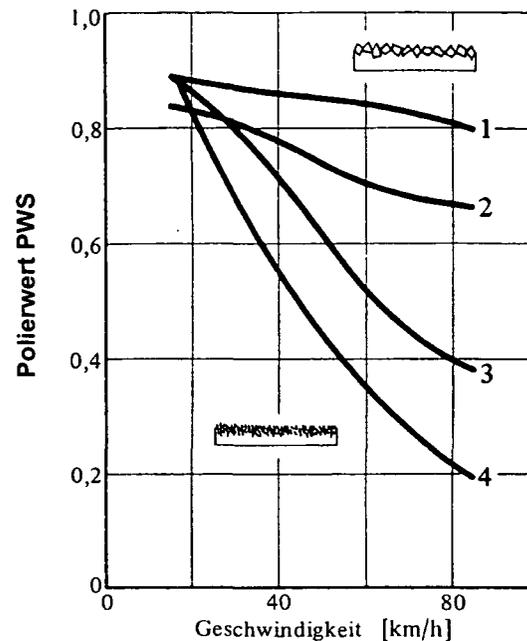


Abb. 3-4: Polierwerte nach Wehner/Schulze von Modelloberflächen aus aufgeklebtem Brechsand (nach [SCHULZE, 1970a]).

DAMES [2000a] führte ähnliche Versuche mit vier Sanden an den Prüfkörnungen 0,09/0,2 mm, 0,2/0,4 mm, 0,4/0,71 mm, 0,71/1,0 mm und 1/2 mm durch. Der größte Polierwert wurde dabei stets an der Prüfkörnung 0,71/1,0 mm erzielt, während die noch gröbere Körnung 1/2 mm wieder zu etwas geringeren Polierwerten führte. Die Ergebnisse dieser Untersuchung zeigen, dass es innerhalb der Sandfraktion eine Korngrößenabhängigkeit des Polierwertes gibt, womit die Ergebnisse von SCHULZE [1970a] bestätigt werden.

Da diese Abhängigkeit nicht stark ausgeprägt ist, und frühere Erfahrungen des ÖFPZ Arsenal GmbH zeigen, dass es bei gröberen Prüfkörnungen immer wieder zum Herausreißen von Einzelkörnern aus der Prüfoberfläche kommt, ist es gerechtfertigt, die Ermittlung der Polierresistenz von Sanden repräsentativ an der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm durchzuführen DAMES [2000a]. DAMES bestätigt damit auch die Erkenntnisse von LINDNER [1982], der ebenfalls mit dieser Prüfkörnung 0,2/0,4 mm die besten Erfahrungen gemacht hat.

3.4.2.1 Polierprüfung nach British Standard und Pendelgerät

MACLEAN et al. [1961] beschrieben 1959 erstmals das vom Transport and Road Research Laboratory (TRRL) entwickelte Laborverfahren zur Bestimmung des Gleitreibungsbeiwertes nach Polieren, das Eingang in die derzeit gültige RVS 11.062 [FSV, 1986] bzw. ÖNORM EN 1097-8 [ONI, 2000] fand. Der hierbei ermittelte

Gleitreibungsbeiwert nach Polieren, auch Polierwert (PSV – polished stone value) genannt, ist ein Maß für die Widerstandsfähigkeit eines Mineralstoffs gegen die polierende Wirkung von Gummireifen unter ähnlichen Bedingungen, wie sie auf der Straßenoberfläche herrschen [ZIEGER, 1990]. Im Labor werden eigens angefertigte Probekörper durch die Zugabe eines Poliermittels während des Poliervorganges einer zeitraffenden Polierbeanspruchung ausgesetzt und danach wird mit dem Pendelgerät deren PSV-Wert bestimmt. Da es sich bei diesem Verfahren um die Prüfung der Kantenschärfe einzelner Splittkörner handelt, kann man auch von der Bestimmung der Mikrotextur sprechen [BREYER G., 1983]. Die Versuchsanordnung nach BS 812:1975 in der gültigen Fassung 1983, die in die RVS 11.062 [FSV, 1986] und in die TP Min-StB [1999] übernommen wurde, ist in Abb. 3-5 dargestellt.

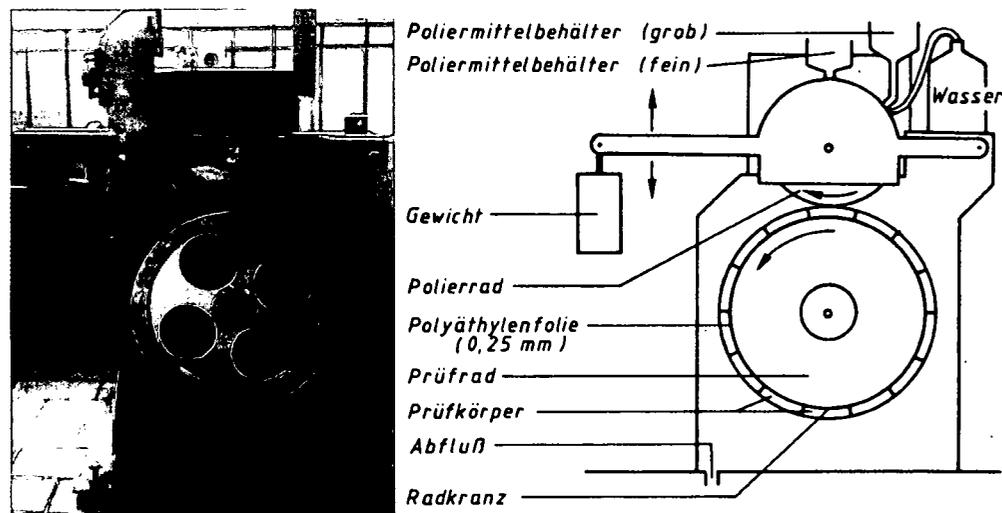


Abb. 3-5: Poliersimulator nach BS 812:1975 (Foto: Pfeiler) bzw. [FSV, 1986].

3.4.2.1.1 Poliersimulation mit dem Polierrad

In diesem standardisierten Verfahren werden die aus der Kornfraktion 8/10 mm hergestellten Prüfkörper auf einem Prüfrad ($\varnothing \cong 400$ mm) befestigt und einem genormten Poliervorgang unterworfen. Die möglichst unregelmäßig in Kunstharz gebetteten Körner sind nach dem Erhärten der Bettung aus den gekrümmten Schalungskörpern (90,6 x 44,5 x 12,5 mm) auszuformen und auf dem Prüfrad zu befestigen (siehe Abb. 3-5 und Abb. 3-6). Im Regelfall werden je Laborprobe vier Prüfkörper hergestellt, wobei das Referenzmedium – in Österreich der Schremser Feinkorngranit – in Form zweier diametral angebrachter Prüfkörper bei jedem Poliervorgang mit zu polieren ist. Als Polierrad wird je ein Vollgummireifen mit einem Durchmesser von 200 mm und einer Breite $b = 38$ mm für den groben und den feinen Poliervorgang verwendet. Der Vollgummireifen wird dabei mit einer Anpresskraft von (725 ± 10) N gegen das Prüfrad gepresst, das sich mit einer Geschwindigkeit von ca.

320 U/min dreht. Die Poliersimulation endet nach zwei Poliervorgängen von je (180 ± 1) min mit grobem Schmirgel (künstlicher Korund, $GK \leq 0,3$ mm) und mit feinem Schmirgel (künstlicher Korund, $GK \leq 0,053$ mm).

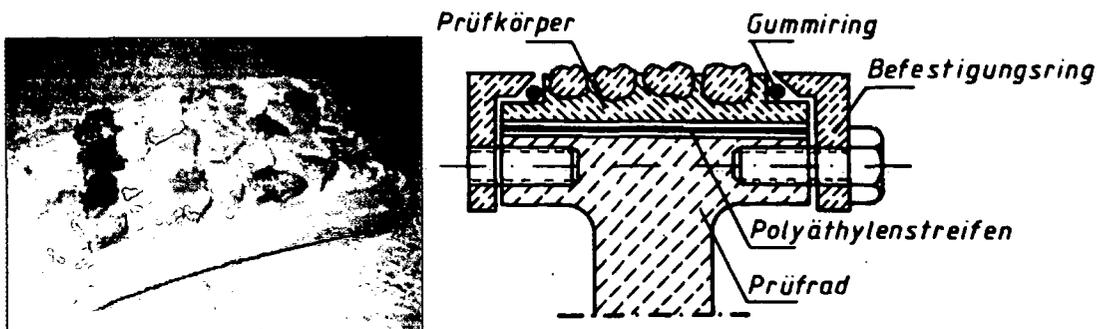


Abb. 3-6: Prüfkörper und schematische Darstellung der Befestigung auf dem Prüfrad (Foto: Pfeiler) bzw. [FSV, 1986].

3.4.2.1.2 Griffigkeitsmessung mit dem Pendelgerät

Im Labor dient das Pendelgerät (siehe Abb. 3-7) zur Bestimmung des PSV-Wertes an der Prüfkörnung 8/10 mm. Nach dem Poliervorgang werden die Prüfkörper (konvexe Prüfoberfläche) zwängungsfrei in die dafür vorgesehene Halterung eingelegt, wobei darauf zu achten ist, dass die Gleitrichtung mit der Polierrichtung übereinstimmt. Die Nullstellung des Pendels muss vor Messbeginn durch eine freie Schwingung überprüft werden bzw. muss der lotrecht auf das Basisgestell stehende Pendelarm vor Messbeginn auf die genormte Gleitlänge von $(76,0 \pm 0,5)$ mm kalibriert werden. Beim Messvorgang gleitet die Kante eines Gummikörpers über die zu prüfende angenässte Oberfläche. Das Pendel erreicht nach dem Gleitvorgang eine Steighöhe, die umso größer ist, je kleiner der Energieverlust durch den Gleitvorgang ist. Der auftretende Verlust an kinetischer Energie entspricht der Reibungsarbeit und ist somit ein Maß für die Mikrotextur der zu prüfenden Oberfläche [BREYER G., 1980].

Durch eine Modifizierung des Pendelgeräts – größerer Gummigleitkörper und andere Skaliereinrichtung – kann dieses auch zur Messung der Griffigkeit von Straßenoberflächen (ebene Prüfoberfläche) verwendet werden. Dieses modifizierte Pendelgerät wird SRT-Gerät (Skid Resistance Tester) genannt und erfasst ausschließlich die Mikrotextur der Straßenoberfläche, also die Griffigkeit bei sehr geringen Geschwindigkeiten. Ebenso wie bei der Ermittlung des PSV-Wertes gleitet die Kante eines Gummigleitkörpers aus festgelegter Höhe über einen festgelegten Bereich einer angenästen Oberfläche. Die durch den Gleitvorgang umgesetzte Energie wird anhand der nachfolgenden Steighöhe des Pendels gemessen und ist ein Maß für die Griffigkeit der geprüften Oberfläche [BREYER G., 1980].

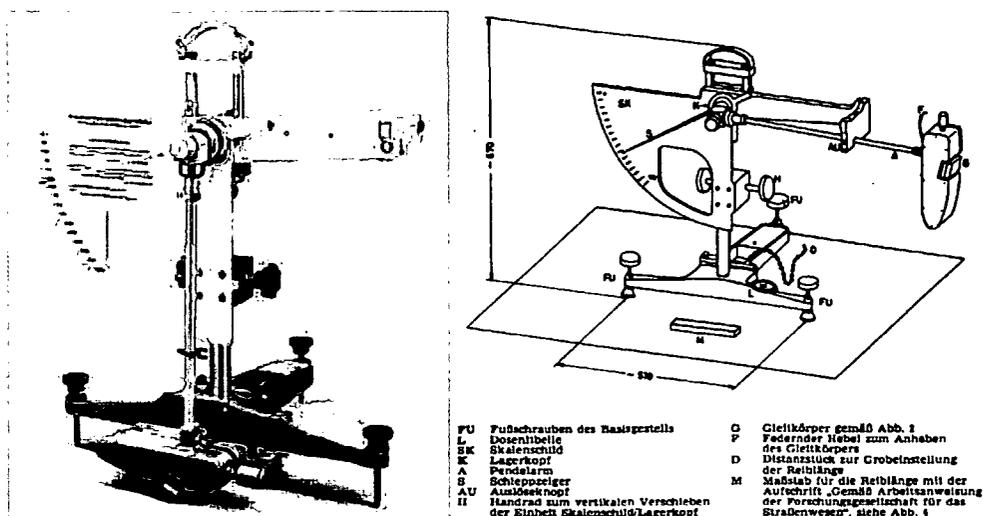


Abb. 3-7: Pendelgerät nach BS 812:1975 [FSV, 1986].

3.4.2.2 Polierprüfung nach Wehner/Schulze und Laborgriffigkeitsmessgerät

Das in der TP Min-StB Teil 5.5.2 [FGSV, 1999] geregelte Prüfverfahren nach Wehner/Schulze besteht aus der Poliersimulation mit der Wehner/Schulze-Poliermaschine und einer Griffbarkeitsmessung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät. Bereits in den sechziger Jahren entwickelten Wehner und Schulze dieses Verfahren, dessen vorrangiges Ziel die Prüfung der Polierresistenz von Mineralstoffen war. Im Gegensatz zur Polierprüfung nach BS 812 (PSV-Wert), wo ausschließlich für die Prüfkörnung 8/10 mm ein entsprechender Bewertungshintergrund vorliegt, gibt es für die Polierprüfung nach Wehner/Schulze einen solchen für die Splitt-Prüfkörnungen 2/5 mm und 8/11 mm sowie für die Sand-Prüfkörnung 0,2/0,4 mm. Mit dem Prüfverfahren nach Wehner/Schulze lässt sich zudem eine erheblich größere Spreizung und besserer Wiederholbarkeit erreichen [HUSCHEK, 2002b]. Mit dem dazugehörigen Laborgriffigkeitsmessgerät kann nach einem erfolgten Poliervorgang sowohl die Polierresistenz von Mineralstoffkörnungen als auch die Prognose der Griffbarkeitsentwicklung von Straßenoberflächen anhand von aus der Straße entnommenen Bohrkernen ermittelt werden.

Die jahrzehntelange Erfahrung der TU Berlin mit dem Polierverfahren nach Wehner/Schulze und die dabei ermittelte Vielfalt von Messergebnissen ermöglichte die Ableitung eines Bewertungshintergrundes (siehe Abb. 3-8) getrennt für die Körnungen 8/11 mm, 2/5 mm und 0,2/0,4 mm. Die Bewertung erfolgt nach den drei Klassen „hoch“, „mittel“, „niedrig“ deren Bereiche durch unterschiedliche Grautöne hervorgehoben sind [HUSCHEK 2002b].

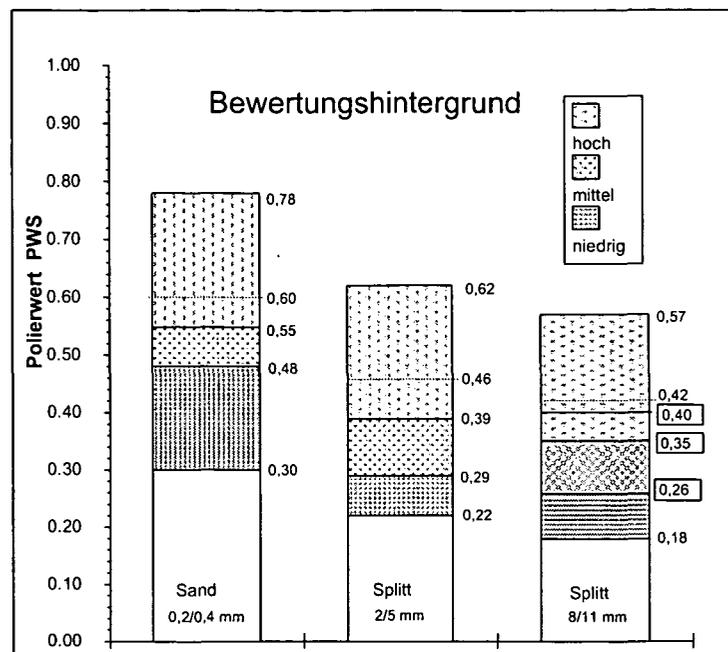


Abb. 3-8: Bewertungshintergrund für die Polierresistenz-PWS nach Wehner/Schulze [HUSCHEK, 2002b].

3.4.2.2.1 Poliersimulation mit der Poliermaschine nach Wehner/Schulze

Das Poliergerät (siehe Abb. 3-9) arbeitet mit ebenen Prüfflächen und simuliert zeitraffend eine Verkehrseinwirkung auf die zu prüfende Oberfläche wie diese in der Natur infolge Beanspruchung durch die Überrollung der Fahrzeugreifen auftritt, wobei die polierende Wirkung durch drei umlaufende konische Gummirollen (siehe Abb. 3-10 u. Abb. 3-11) nachgeahmt wird [SCHULZE K.-H., 1979].

Die wesentlichsten Teile des Poliergerätes sind:

- Einspannvorrichtung für einen Prüfkörper,
- Maschinenbetriebener Polierkopf mit drei Polierrollen, der auf eine kreisrunde Probefläche mit einem Durchmesser von 20 cm abgesenkt werden kann,
- Auflastgewicht von 400 N bis 1000 N,
- Mischbehälter mit Rührwerk für das Wasser-Schmirgel Gemisch,
- Pumpe zur Aufbringung des Wasser-Schmirgel-Gemisches auf die Prüfoberfläche.

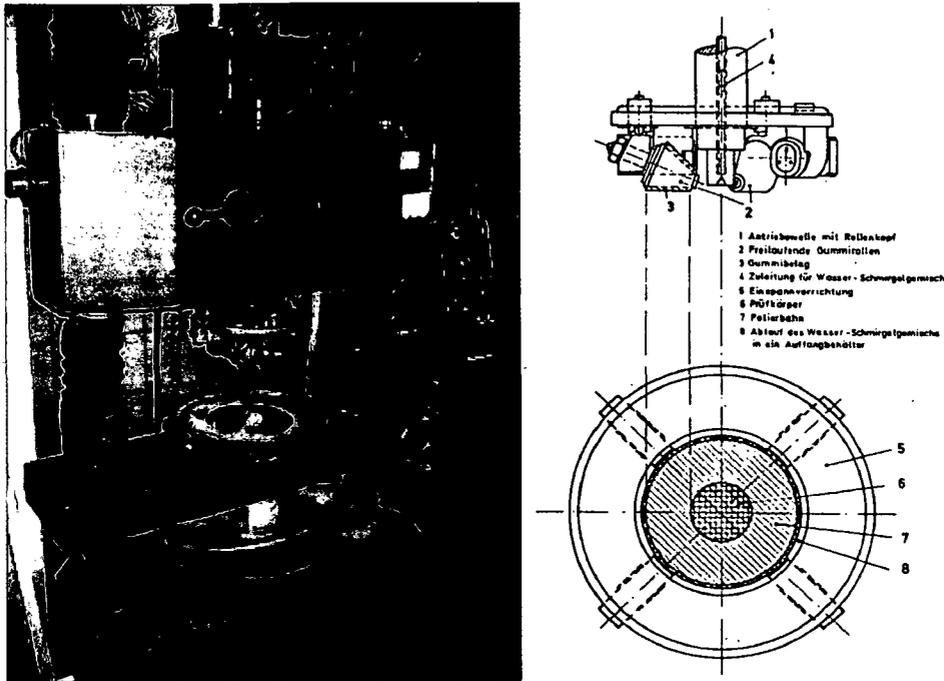


Abb. 3-9: Poliermaschine nach Wehner/Schulze des ISTU-Labors in Wien (Foto: Pfeiler) bzw. [WEHNER et al., 1964]

Die Polierwirkung erfolgt über drei konische Rollen, die radialsymmetrisch an einem Rollenkopf befestigt sind (siehe Abb. 3-11), der seinerseits über eine Vertikalwelle angetrieben wird. Nachdem der Rollenkopf auf die darunter waagrecht eingespannte Probe abgesenkt wird, erfolgt die polierende Beanspruchung durch die Rollen auf einer etwa 6,5 cm breiten, kreisringförmigen Fläche. Die Auflast der Rollen beträgt 400 N, was zu einer örtlichen Flächenpressung zwischen 0,6 und 0,8 N/mm² führt [PFEILER et al., 2003].

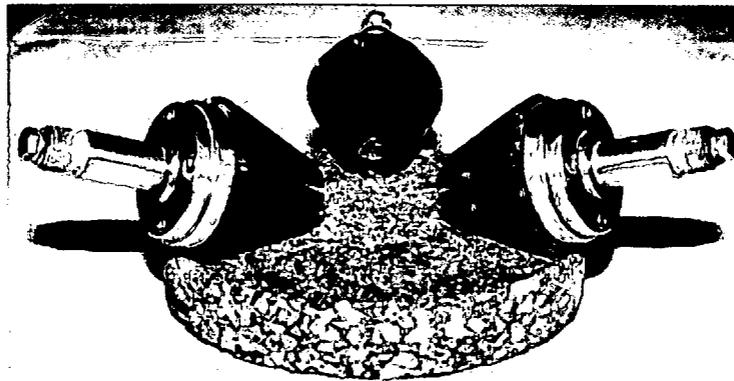


Abb. 3-10: Simulation der Verkehrsbeanspruchung [HUSCHEK, 2002b]



Abb. 3-11: Rollenkopf der Wehner/Schulze-Poliermaschine des ISTU-Labors in Wien (Foto: Pfeiler).

Die relative Umlaufgeschwindigkeit der Rollen bezogen auf deren mittleren Abroll-Radius von 10 cm beträgt bei einer Drehzahl des Rollenkopfes von 500 U/min rund 20 km/h. Die Bewegung der Rollen entspricht dabei jener eines frei rollenden Rades, wobei ein geringer erwünschter Schlupf von 0,5 bis 1 % infolge Gummideformation und Lagerreibung auftritt. Während des Vorganges wird mit Wasser vermishtes feines Quarzmehl $\leq 0,09$ mm über ein Kreislaufsystem zugeführt, um einerseits die Polierwirkung zu unterstützen und andererseits für die Kühlung der Rollen zu sorgen [WEHNER et al., 1964]. Das während des Poliervorganges abfließende Wasser Schmirgel Gemisch (eine Mischung von 20 l H₂O und 500 cm³ Quarzmehl) wird gesammelt und über eine Pumpe wieder in den Kreislauf gebracht [FGSV 1999].

3.4.2.2 Griffigkeitsmessung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin

Bei der Griffigkeitsmessung mit dem Labormessgerät nach Wehner/Schulze, wie es derzeit an der TU Berlin verwendet wird, gleiten drei Gummistollen mit jeweils 4 cm^2 , entsprechend der Stollenfläche eines Pkw-Reifens, auf einer $56,5 \text{ cm}$ langen Kreisbahn über die zu prüfende Oberfläche. Der mittlere Kontaktdruck beträgt dabei ca. $0,20 \text{ N/mm}^2$ und die erfasste Prüffläche $82,5 \text{ cm}^2$ (siehe Abb. 3-12). Der Gleitbeiwert auf nasser Oberfläche wird in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit kontinuierlich aufgezeichnet. Vor Messbeginn werden dazu die Gleitkörper im abgehobenen Zustand auf 100 km/h beschleunigt und nach Abschalten des Antriebs auf die Prüfoberfläche abgesenkt, wo sie infolge der Oberflächenrauheit in kurzer Zeit auf Null abgebremst werden. Die dabei erzeugte Reibungskraft ist – bezogen auf die konstante Gewichtskraft der drei Gleitkörper – der gesuchte geschwindigkeitsabhängige Gleitbeiwert [HUSCHEK, 2002b]. Für die Bewertung fahrdynamischer Vorgänge wird das Messergebnis bei $v = 60 \text{ km/h}$ herangezogen. Das Laborgriffigkeitsmessgerät simuliert also den Verzögerungsablauf eines Kraftfahrzeuges, das auf nasser Fahrbahn nach schlagartigem Blockieren der Räder bis zum Stillstand abbremst [DAMES et al., 2000a].

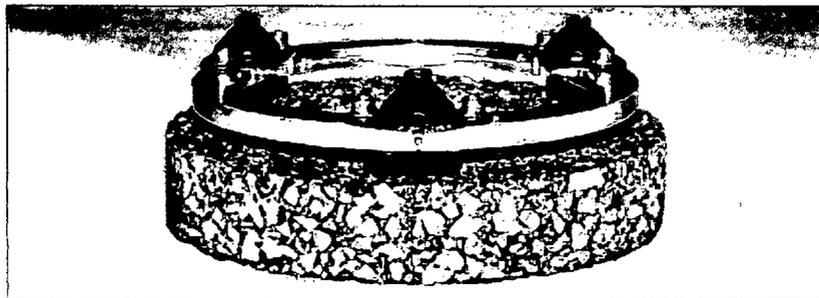


Abb. 3-12: Prinzip der Griffigkeitsmessung nach Wehner/Schulze mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin [HUSCHEK, 2002b].

3.4.2.2.3 Griffigkeitsmessung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Wien

Das Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer (siehe Abb. 3-13) der TU Wien ist ein Prototyp des von AUGUSTIN [1987a] entwickelten gleichnamigen Feldmessgerätes und ist in dieser Konfiguration ausschließlich auf den Einsatz im Labor beschränkt. Es ist dem Gerät der TU Berlin zwar ähnlich, arbeitet allerdings nach einem etwas anderem Messprinzip.

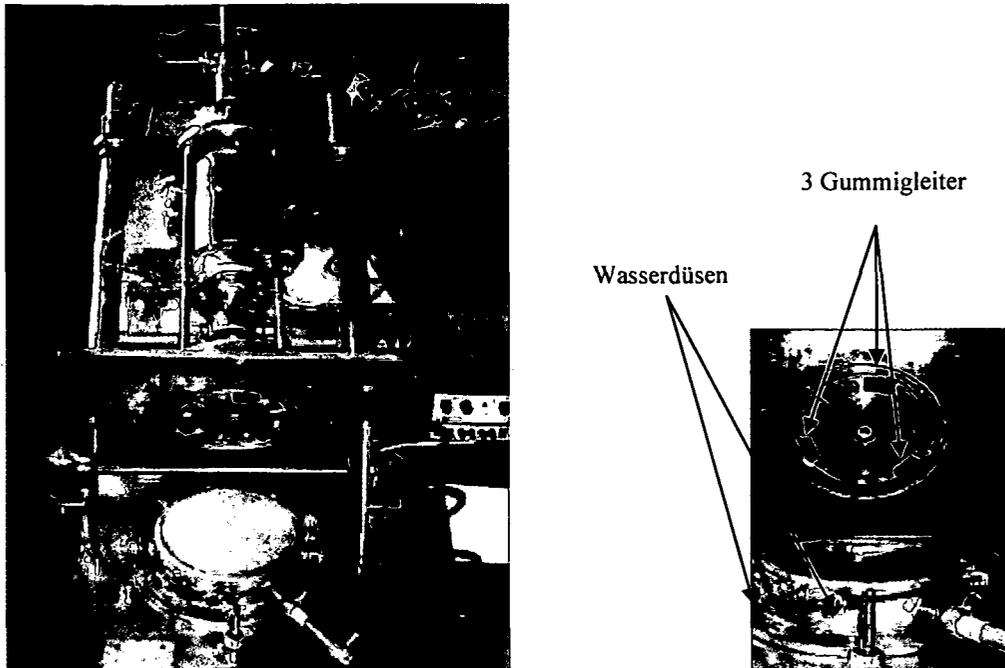


Abb. 3-13: Laborgriffigkeitsmessgerät „Frictometer“ der TU Wien (Fotos: Pfeiler).

Kernstück der Maschine (siehe Schema in Abb. 3-14) ist eine vertikale Welle, die über einen drehbar gelagerten Elektromotor angetrieben wird. Die Welle trägt an ihrem unteren Ende eine Scheibe mit drei radialsymmetrisch angeordneten Gummigleitkörpern (Reibschuhe $1,45 \times 3,1$ cm, leicht gekrümmt). Die Gummigleitkörper haben je eine Aufstandsfläche von $4,5 \text{ cm}^2$, bewegen sich entlang einer 49 cm langen Kreisbahn und können während der Messung eine Prüffläche von $73,5 \text{ cm}^2$ erfassen. Die zu untersuchende Oberfläche muss als kreisförmige Probe (Durchmesser $\varnothing = 20$ cm, Dicke $d = 7$ cm) zugerichtet sein und wird unmittelbar unter der Scheibe in einen Befestigungsring eingespannt. Zum Annässen der Oberfläche während des Messvorgangs wird über sechs Düsen Wasser zugeführt. Wie in Abb. 3-13 ersichtlich, durchbohren die Düsen den Ring, in dem der Probekörper eingespannt ist, und sorgen während der Griffigkeitsmessung für einen annähernd konstanten Wasserfilm.

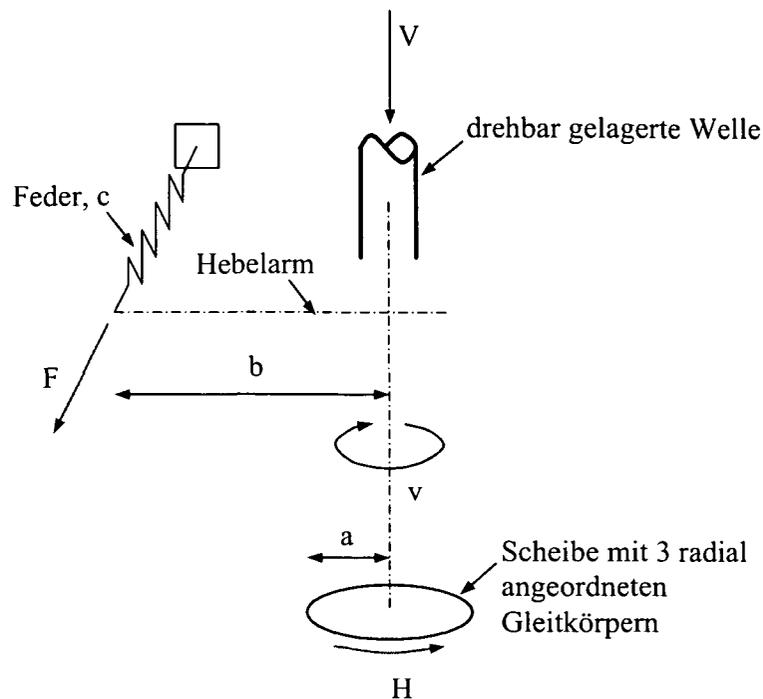


Abb. 3-14: Prinzipskizze des Griffigkeitsmessgerätes Frictometer [LITZKA et al., 2003]

Zur Messung wird die Welle in Rotation versetzt, bis die erforderliche Umfangsgeschwindigkeit (40, 60 oder 80 km/h), bezogen auf den mittleren Radius $r = 7,8$ cm der Reibschuhbahn, erreicht ist. Dann wird die rotierende Scheibe mit den Gummigleitkörpern für die Messdauer von 5 s abgesenkt und durch eine definierte Federkraft eine vertikale Kraft von 15 N erzeugt. Diese Vertikalkraft erzeugt während des gesamten Messvorganges eine konstante Flächenpressung von $0,01$ N/mm². Die Reibschuhe gleiten dabei über die Oberfläche, werden aber infolge Reibung hierbei behindert. Durch diese abbremsende Wirkung in der Grenzfläche zwischen Gummigleitkörper und Prüfplattenoberfläche verdreht sich der drehbar gelagerte Elektromotor gegen eine mit dem Maschinenrahmen verbundene Zugfeder. Über einen Wegaufnehmer wird dieser Federweg gemessen und mittels bekannter Federkennlinie die entsprechende Horizontalkraft ermittelt. Unter Berücksichtigung der Hebelarmverhältnisse und der Vertikallast ist diese Kraft in jedem Augenblick dem zu ermittelnden Polierwert proportional. Nach der 5-sekündigen Messdauer wird die rotierende Scheibe wieder angehoben und der Messvorgang beendet.

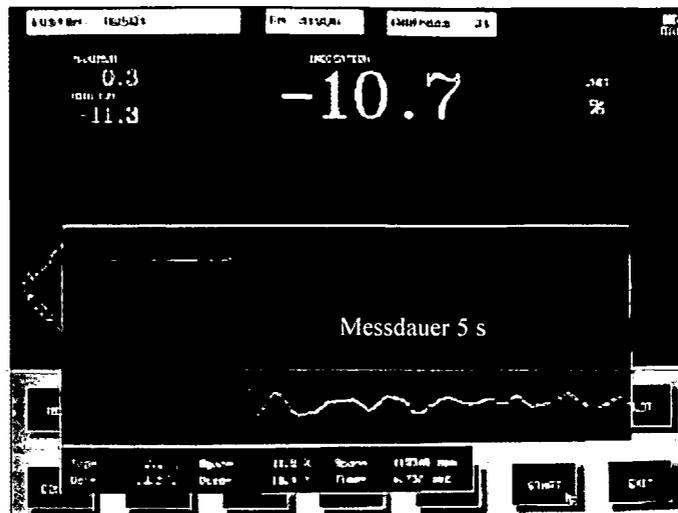


Abb. 3-15: Messgraph der Polierwertbestimmung mit dem Frictometer (Foto: Pfeiler).

Wie angeführt, ist das Messergebnis wesentlich vom gemessenen Federweg der verwendeten Feder abhängig. Vor Beginn der Messungen ist es daher notwendig, anhand der Federkennlinie eine entsprechende Feder auszuwählen, welche für den auftretenden Messbereich verwertbare Daten liefert.

Aus der linearen Federgleichung (siehe Gl. 3-1 u. Abb. 3-16) ist ersichtlich, dass bei gleichem Federweg zwischen der Federkraft und der Federsteifigkeit ein direkt proportionales Verhältnis besteht.

$$F = c \cdot x$$

Gl. 3-1

F : Federkraft [N]

c : Federkonstante, Federsteifigkeit [N/m]

x : Federweg [m]

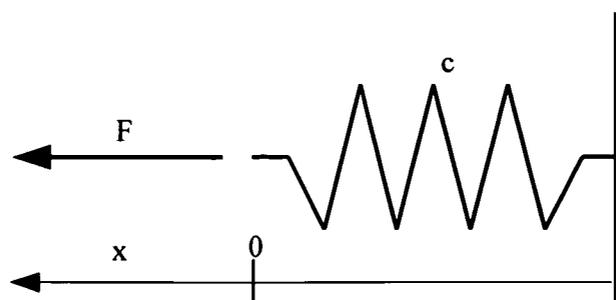


Abb. 3-16: Grundmodel der linearen Feder.

Verwendet man also eine zu steife Feder, registriert der am Rahmen des Frictometer angebrachte Wegaufnehmer nur einen sehr kurzen Weg. Das Messwertespektrum bleibt dann allerdings relativ klein und ist nur von geringer Präzision. Eine zu weiche Feder andererseits kann dazu führen, dass sehr große Wege aufgenommen werden. Liegen diese dann außerhalb des linearen Bereichs der Federkennlinie, ist so eine Feder ebenfalls unbrauchbar.

Betrachtet man in Abb. 3-14 die Hebelarmverhältnisse unter Berücksichtigung der Vertikallast, so ergibt sich aus Gl. 3-1 und Gl. 3-2 das Moment um die vertikale Wellenachse M_1 in Gl. 3-3, wobei die Variable x der über den Messaufnehmer erfasste Federweg ist.

$$M_1 = F * b \quad \text{Gl. 3-2}$$

$$M_1 = c * x * b \quad \text{Gl. 3-3}$$

Betrachtet man das Moment in der Gleitebene M_2 (siehe Gl. 3-4 u. Gl. 3-5) und vernachlässigt man die Lagerreibung der Welle, folgt unter Zuhilfenahme der Gleichungen Gl. 3-3 und Gl. 3-4 die Darstellung in Gl. 3-6.

$$M_2 = H * a \quad \text{Gl. 3-4}$$

$$M_1 = M_2 = M \quad \text{Gl. 3-5}$$

$$c * x * b = H * a \quad \text{Gl. 3-6}$$

Die Gültigkeit des Coloumb'schen Reibungsgesetzes (siehe Gl. 3-7) führt zu Gl. 3-8 und letztendlich zu dem in Gl. 3-9 definierten „Polierwert-Frictometer“ (PWF_x)

$$\mu = \frac{H}{V} \quad \text{Gl. 3-7}$$

$$c * x * b = V * \mu * a \quad \text{Gl. 3-8}$$

$$PWF_x = \frac{c \cdot x \cdot b}{V \cdot a} \quad \text{Gl. 3-9}$$

PWF_x : Polierwert-Frictometer [-]

c : Federkonstante, Federsteifigkeit [N/m]

x : Federweg [m]

b : Abstand der Messaufnehmerachse zur Wellenachse [m]

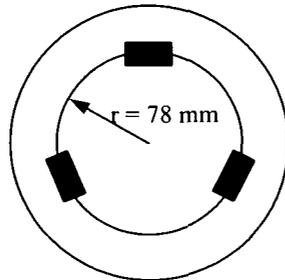
a : Abstand der Gummigleiter zur Wellenachse [m]

V : Vertikalkraft [N]

Um die Prüfplatte in das Griffigkeitsmessgerät Frictometer einzuspannen, wird die dafür vorgesehene Plattform seitlich mit einem Hubgewinde abgesenkt. Ist die Plattform entsprechend abgesenkt, kann der Probekörper mittig aufgelegt und das Hubgewinde wieder aktiviert werden. Die Hebeplattform mit dem darauf liegenden Probekörper ist solange zu heben, bis sich der Probekörper satt gegen die Einspannvorrichtung drückt. Drei seitlich in den Befestigungsring gebohrte Splinte sorgen hierbei für die horizontale Stabilität. Ist der Probekörper ausreichend fixiert, kippt man den Elektromotor in die vertikale Messposition und setzt diesen in Bewegung. Der Elektromotor bringt die Welle in Rotation und beschleunigt diese, bis die geforderte konstante Umdrehungsgeschwindigkeit von 40 km/h, 60 km/h bzw. 80 km/h erreicht ist. Das Erreichen der geforderten Umdrehungsgeschwindigkeit bezogen auf die Radialbewegungsbahn der Gummigleitkörper erfolgt über die Eingabe der in Tab. 3-6 angegebenen Umdrehungszahlen.

Ist die entsprechende Umdrehungsgeschwindigkeit erreicht, ist die Scheibe mit den drei Gummigleitkörpern für die Messdauer von 5 s abzusenken. Der Widerstand, der dabei in der Grenzfläche zwischen den Gummigleitkörpern und der Prüfoberfläche entsteht, ist ein Maß für den Polierwert Frictometer.

Tab. 3-6: Relation zwischen Umdrehungsgeschwindigkeit und Umdrehungszahl des Frictometer.



Grundriss der Umlaufbahn mit 3 radial angeordneten Gleitkörpern

Umdrehungsgeschwindigkeit	Umdrehungszahl
40 km/h	1.360 U/min
60 km/h	2.041 U/min
80 km/h	2.721 U/min

Als Ergebnis der Polierbeiwertmessung wird je Prüfplatte der Polierwert-Frictometer (PWF) angegeben, der ein Mittelwert aus fünf hintereinander durchgeführten Einzelmessungen (siehe PWF_x in Gl. 3-9) zu je 5 s ist.

Der Polierwert Frictometer (PWF) dient derzeit ausschließlich zur „relativen“ qualitativen Bewertung der Griffigkeit von Straßenoberflächen bzw. der Polierresistenz von Mineralstoffen. Für eine Korrelation mit anderen Griffigkeitsmessgeräten wie dem Pendelgerät bzw. den dynamischen Messgeräten wie z.B. dem RoadSTAR (System Stuttgarter Reibungsmesser mit konst. Schlupf) oder dem GripTester fehlen derzeit die erforderlichen umfangreichen Vergleichsmessungen.

Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit wurde jedoch eine Korrelationsuntersuchung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin durchgeführt. Die dabei erzielten Erkenntnisse sind in Kapitel 4.2.3.3 angeführt.

3.4.3 Prüfung der Verschleiß- und Abriebseigenschaften

Während der Abrieb durch das mechanische Einwirken des Verkehrs verursacht wird, ist der Verschleiß die Summe aus Abrieb und herausgelösten Teilen aus der Straßenoberfläche infolge mechanischer Ursachen, aber auch im Zusammenwirken mit Wettereinflüssen [RVS 1.112, 1984]. Im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Mischgutoptimierung spielt der Parameter „Verschleißwiderstand“ der verwendeten Gesteine eine wesentliche Rolle, wenngleich der Verschleiß hierbei lediglich durch mechanische Einwirkung (Poliervorgang in der Wehner/Schulze-Maschine) verursacht wird.

Um das Verschleißverhalten von Gesteinen oder Gesteinskörnungen beurteilen zu können, stehen zwei verschiedene Prüfverfahren zur Verfügung, das Verfahren zur

Bestimmung des Micro-Deval-Koeffizienten und das Verfahren zur Bestimmung des Los-Angeles-Koeffizienten. Bei beiden Verfahren sind nachfolgend angeführt.

3.4.3.1 Micro-Deval-Verfahren

Der Versuch gemäß ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] dient der Ermittlung des Abriebs, der durch Reibung zwischen einer Gesteinskörnung und einer Reibmittelladung hervorgerufen wird. Dazu wird das Micro-Deval-Gerät (siehe Abb. 3-17) verwendet, das mit vier staub- und wasserdicht verschleißbaren Trommeln ausgestattet ist, die während des Versuches in Rotation versetzt werden [AUGUSTIN et al., 1999].

Die Prüfung gemäß ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] zur Bestimmung des Micro-Deval-Koeffizienten erfolgt an der Prüfkörnung 10/14 mm. Der Micro-Deval-Koeffizient entspricht jenem Prozent-Anteil, der während einer Abriebbeanspruchung in einer rotierenden Trommel mit oder ohne Zugabe von Wasser auf eine Größe kleiner als 1,6 mm zerkleinerten Probe.

Die gelieferte Gesteinskörnung wird auf den 10 mm-, 11,2 mm- (oder 12,5 mm-) und 14 mm-Sieben in getrennte Kornklassen 10/11,2 mm (oder 12,5 mm) und 11,2(12,5)/14 mm abgeseibt, danach werden die Kornklassen getrennt gewaschen und im Trockenschrank bis zur Massenkonstanz bei (110 ± 5) °C getrocknet.

Nach dem Abkühlen auf Raumtemperatur wird aus beiden Kornklassen die (500 ± 2) g schwere Messprobe mit der Prüfkörnung 10/14 mm hergestellt. Die Messprobe wird dabei so zusammengesetzt, dass der Durchgang durch das 11,2 mm-Sieb 30 bis 40 %, und der Durchgang durch das 12,5 mm-Sieb 60 bis 70 % der Messprobenmasse beträgt.

Jede Messprobe wird nun mit einer Reibmittelladung von (5000 ± 5) g und $(2,5 \pm 0,05)$ l Wasser gesondert in eine Trommel gegeben und für die Dauer von (12.000 ± 10) Umdrehungen beansprucht. Der Trommelinhalt wird im Anschluss auf einem 1,6 mm-Sieb nass abgeseibt und in weiterer Folge im Trockenschrank bis zur Massenkonstanz bei (110 ± 5) °C getrocknet. Der Siebrückstand auf dem 1,6 mm-Sieb wird bei erreichter Massenkonstanz abgewogen und der Micro-Deval-Koeffizient als Mittelwert aus zwei Einzelbestimmungen gemäß Gl. 3-10 berechnet.

$$M_{DE} = \frac{500 - m}{5} \quad \text{Gl. 3-10}$$

M_{DE} : Micro-Deval-Koeffizient [%]

m : Masse des Siebrückstandes auf dem 1,6 mm Sieb [g]

Der zur Zeit vorliegende Entwurf der überarbeiteten ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] berücksichtigt bereits die Prüfung weiterer Kornklassen entsprechend Tab. 3-7.

Tab. 3-7: Alternative Kugelladungen für die Prüfung anderer Kornklassen [ONI, 2003].

Einteilung des Bereiches [mm]	Masse der Kugelladung [g]
4 bis 6,3	2.000 ± 5
6,3 bis 10	4.000 ± 5
8 bis 11,2	4.400 ± 5
11,2 bis 16	5.400 ± 5

Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit wurde ein etwas modifiziertes Verfahren angewendet (siehe Kapitel 4.2.4), das die Beanspruchung der Prüfkörnung in einem weiteren, zweiten Durchgang vorsieht.

Das Micro-Deval-Gerät besteht aus vier Trommeln mit einem Innendurchmesser von 199,7 mm und einer Innenlänge von 154,7 mm (siehe Abb. 3-17). Die Trommeln sind aus rostfreiem Stahl gefertigt, die Manteldicke beträgt 3,2 mm. Diese sind seitlich an je zwei Wellen angebracht, die um eine horizontale Achse rotieren. Die Innenseiten der Trommeln sind so gefertigt, dass sie keine Unebenheiten aufweisen, die vom Schweißen oder von der Befestigungsvorrichtung herrühren.

Zum Verschließen der Trommeln werden 8,0 mm dicke Deckel verwendet, die durch eine Dichtung die Wasser- und Staubdichtheit garantieren. Um die Trommeln in Rotation zu versetzen, ist in der Mitte des Gerätes ein Getriebemotor (750 W) angeordnet, der für eine gleichmäßige Rotationsgeschwindigkeit von 99 Umdrehungen pro Minute sorgt. In unmittelbarer Nähe des Motors ist eine elektrische Zählvorrichtung angebracht, die nach einer voreingestellten Anzahl von Umdrehungen den Versuch automatisch beendet.

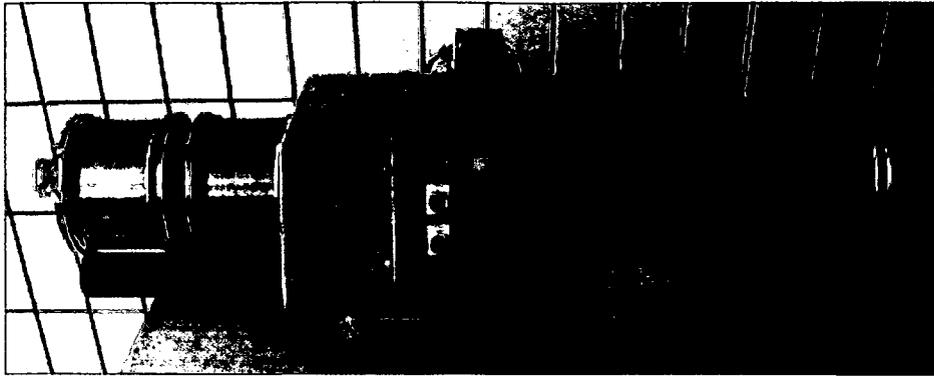


Abb. 3-17: Micro-Deval-Gerät des ISTU-Labors (Foto: Pfeiler).

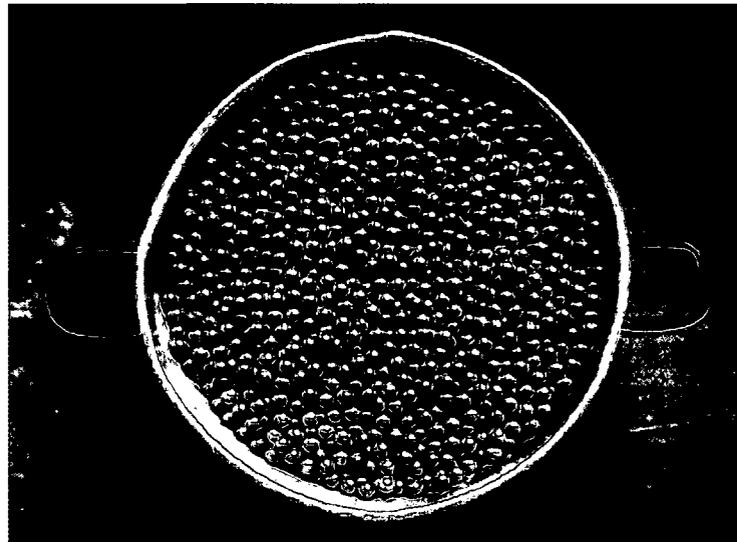


Abb. 3-18: Reibmittelladung (Kugeln mit $\varnothing = 10$ mm) für den Micro-Deval-Versuch (Foto: Pfeiler).

3.4.3.2 Los-Angeles-Verfahren

Das Verfahren gemäß ÖNORM B 3128 [ONI, 1986] bzw. ÖNORM EN 1097-2 [ONI, 1998] dient der Ermittlung Schlag-Abriebfestigkeit in der Los Angeles Trommel. Der dabei ermittelte Los-Angeles-Koeffizient ist ein Maß für die Kornzerkleinerung von Gesteinskörnungen während der Schlag- und Abriebbeanspruchung in einer rotierenden Stahltrommel (30 bis 33 U/min) unter Zugabe einer bestimmten Anzahl von Stahlkugeln.

Die Los Angeles-Trommel funktioniert nach dem Prinzip einer Kugelmühle (siehe Abb. 3-19). Der dabei erzielte Zerkleinerungseffekt, beruht auf dem

Zusammenwirken von Schlag- und Reibwirkung der Mahlkörper (Stahlkugeln). Die Prüfung dauert 500 Umdrehungen lang und kann sowohl an Kornklassen als auch an Korngemischen zwischen 2 mm und 45 mm durchgeführt werden. Hierzu wird je nach Kornzusammensetzung zwischen 1650 g und 4609 g des Prüfmaterials und eine vom Größtkorn abhängige Reibmittelladung (Stahlkugeln mit einem $\varnothing \cong 47$ mm, siehe Abb. 3-20) in die Trommel gegeben und diese in Rotation versetzt. Während der Rotation der Trommel werden durch die Mitnehmerleiste die Gesteinskörnung und die Kugeln erfasst und angehoben. Die Stahlkugeln mahlen aufgrund ihres hohen Gewichts über das Prüfgut, wodurch eine Abriebbeanspruchung erzielt wird. Bei Erreichen einer bestimmten Höhe erfolgt das Abfallen des Prüfguts. Durch den Aufprall des Prüfguts auf den Trommelmantel verbunden mit der Beanspruchung durch die herabfallenden Stahlkugeln wird das Einzelkorn zusätzlich einer Schlagbeanspruchung ausgesetzt.

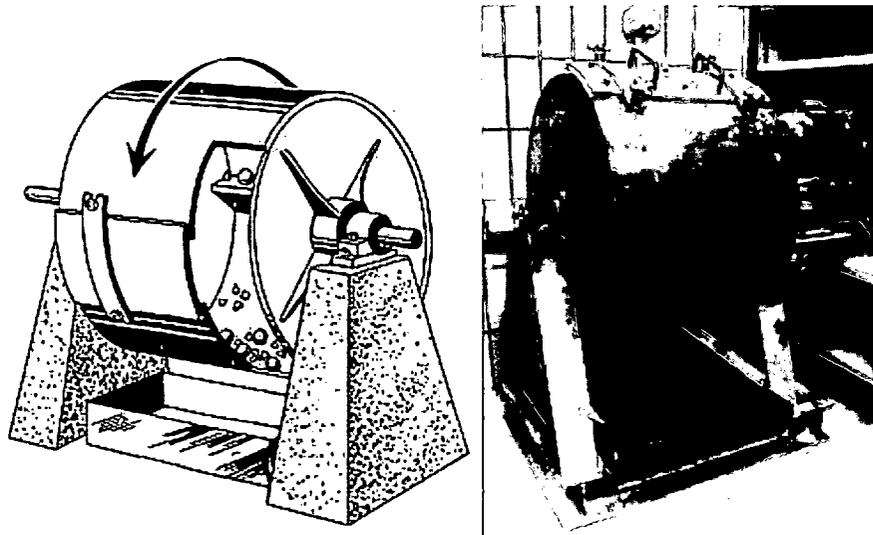


Abb. 3-19: Los-Angeles-Prüfmaschine zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung (Foto: Pfeiler).

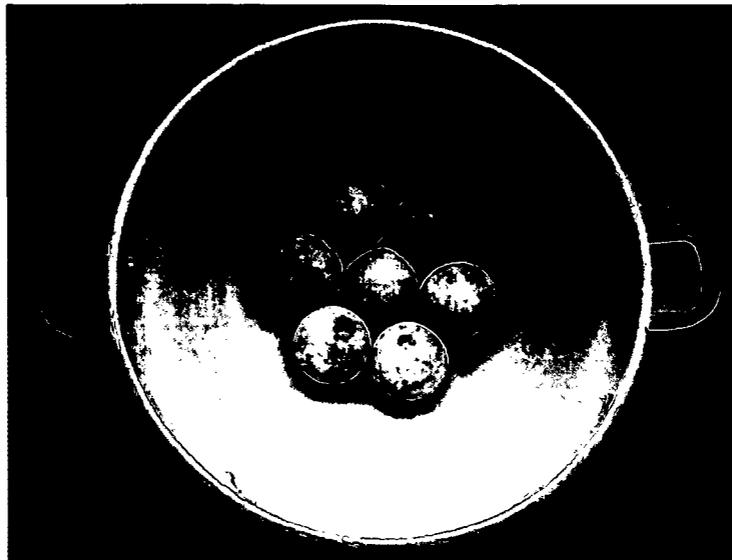


Abb. 3-20: Reibmittelladung (Kugeln mit $\varnothing \cong 47$ mm) für den Los-Angeles-Versuch (Foto: Pfeiler).

Nach Beendigung des Vorganges wird das Material entnommen, auf einem 1,6 mm-Sieb nass abgesiebt und in weiterer Folge im Trockenschrank bis zur Massenkonstanz bei $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ getrocknet. Als Ergebnis wird der LA-Koeffizient gemäß Gl. 3-11 ermittelt.

$$LA = \frac{E - R}{E} * 100 \quad \text{Gl. 3-11}$$

LA: Los-Angeles-Koeffizient [%]

E: Masse der Einwaage [g]

R: Masse des Rückstandes auf dem 1,6 mm-Sieb [g]

4. VERBESSERUNG DER GRIFFIGKEIT VON ASPHALT DURCH MISCHGUTOPTIMIERUNG

4.1 Ausgangssituation und Zielsetzung

Wie bereits in Kapitel 2.2 erörtert wurde, ist sowohl das Niveau als auch die zeitabhängige Entwicklung der Griffigkeit der Straßenoberfläche neben anderen Faktoren wesentlich von der Polierresistenz der verwendeten Gesteinsmaterialien abhängig. In den derzeit gültigen österreichischen Richtlinien und Vorschriften für die Auswahl von Gesteinskörnungen im Straßenbau und deren Einsatz in Deckschichten [RVS 8.01.11, 1993; RVS 8S.01.41, 2001 bzw. 2004] wird deshalb an die Körnungen > 4 mm (seit 1.5.2004 > 2 mm), stellvertretend an die Kornklasse 8/10 mm, eine entsprechende Mindestanforderung an den PSV-Wert gestellt. Untersuchungen von DAMES et al. [1986, 1988, 2000a u. b] an der TU Berlin zeigen jedoch, dass besonders bei feinkörnigen Deckschichten, die u.a. auch wegen der Verringerung der Lärmemission zur Anwendung kommen, auch die feineren Fraktionen ≤ 4 mm bzw. ≤ 2 mm nicht nur anfangs sondern während der gesamten Nutzungsdauer der Straße die Griffigkeit der Straßenoberfläche nachhaltig beeinflussen können.

Die Berücksichtigung der Sandfraktionen in der Beurteilung der Polierresistenz des Gesteinsmaterials ist also ebenso sinnvoll wie notwendig. An dieser Stelle sei erwähnt, dass im Rahmen der vorliegenden Arbeit die Bezeichnung „Sand“ auf den Körnungsbereich bis zu einem Korndurchmesser von 4 mm ausgedehnt wird, da eben dieser Körnungsbereich in der derzeit gültigen RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] keine Anforderungen hinsichtlich des PSV-Wertes erfüllen muss.

Grundsätzliches Ziel der gegenständlichen Forschungsarbeit war es, durch eine Mischgutoptimierung eine Verbesserung der Griffigkeit von Asphaltstraßen herauszuarbeiten. Es gilt daher vor allem, die Erfahrungen der TU Berlin mit jenen Gesteinen zu verifizieren, die im österreichischen Asphaltstraßenbau zur Anwendung kommen. Um diesen Nachweis erbringen zu können, wurde ein mehrstufiges Versuchsprogramm zusammengestellt (siehe Abb. 4-1 und Abb. 4-2).

Dieses Versuchsprogramm wurde bereits zum Teil im Rahmen des Forschungsprojektes der Straßenforschung des BMVIT „Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken“ [LITZKA et al., 2003] bearbeitet, an dem der Verfasser maßgeblich mitgearbeitet hat. Darauf aufbauend wurde in der vorliegenden Arbeit das Programm weitergehend modifiziert und erweitert.

4.2 Versuchsprogramm

Das detaillierte Versuchsprogramm ist Abb. 4-1 und Abb. 4-2 zu entnehmen. In Phase 1 des Versuchsprogramms werden zunächst 30 verschiedene Gesteine (je eine Probe der Korngruppe 0/2 mm und 2/4 mm) ausgewählt, welche üblicherweise in Österreich im Asphaltstraßenbau verwendet werden (siehe Phase 1 in Abb. 4-1). Danach wird mit Hilfe des Quellversuches nach ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] der Einfluss der ausgewählten Sande auf das Quellverhalten von Asphaltbeton überprüft (siehe Phase 2-1 in Abb. 4-1). Da die sehr feinkörnigen und quellfähigen Tonminerale ($\varnothing \leq 0,002$ mm) jenem Körnungsbereich zuzuordnen sind, der deutschen Erfahrungen zufolge [u.a. DAMES et al., 1989a] einen großen Einfluss auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken hat, ist die Überprüfung der Beständigkeit gegen Quellung notwendig. Dadurch wird vermieden, dass ein Sand verwendet wird, der zwar einerseits das Griffigkeitsverhalten der Asphaltdeckschicht positiv beeinflusst, aber andererseits durch die fehlende Beständigkeit gegen Quellung die Dauerhaftigkeit der eingebauten Asphalt-schicht verringert. Angesichts dieser Überlegung, sind Sande die im Asphalt eine Quellreaktion hervorrufen, von einer weiteren Verwendung in den Asphaltmischungen auszuschließen. Diese Sande finden deshalb im weiterführenden Versuchsprogramm keine Berücksichtigung (siehe Phase 3-1 und 3-2 in Abb. 4-2).

Unabhängig vom Einfluss auf das Quellverhalten von Asphalt, wird parallel zu den Quellversuchen von allen 30 ausgewählten Sanden die Polierresistenz mit dem Polierverfahren nach Wehner/Schulze ermittelt. Die Einbeziehung aller Sande ist durchaus sinnvoll. Jene polierresistenten Sande, die im Asphalt eine Quellreaktion hervorrufen und deshalb für einen Einsatz im Asphaltstraßenbau nicht geeignet sind, könnten ja nach einer entsprechenden Aufbereitung (Waschvorgang) durchaus verwendet werden. Zur Bestimmung der Polierresistenz wird nach dem in Kapitel 4.2.3 beschriebenen Verfahren vorgegangen. Die Prüfkörnung 0,2/0,4 mm wird zuerst ausgesiebt und anschließend auf eine Trägerholzplatte geklebt. Die Prüfplatte wird danach dem Poliervorgang von 90.000 Überrollungen unterworfen und der Polierwert-Frictometer im Intervall von 30.000 Überrollungen ermittelt. Aufgrund der Ergebnisse aus dem Polierversuch an den Sandprüfplatten werden fünf Polierresistenz-Klassen gebildet und die verschiedenen Sande je einer Klasse zugeordnet. Aus der höchsten Polierresistenz-Klasse werden zwei Sande, aus allen anderen Klassen wird je ein repräsentatives Material ausgewählt. Es stehen somit 5 „polierresistente Sande“ und 1 „nicht polierresistenter Sand“ für die weiterführende Asphaltuntersuchung zur Verfügung.

Mit diesen sechs Sanden werden in Phase 3-1 des Versuchsprogramms (siehe Abb. 4-2) Asphaltmischungen (AB 8 bzw. SMA 8) hergestellt, die im Bereich 4/8 mm immer aus dem gleichen polierresistenten Splitt (Loja-Persenbeug mit PSV = 51) bestehen. In den Fraktionen 0/2 mm (bzw. 0,09/2 mm) und 2/4 mm werden die

ausgesuchten 5 polierresistenten Sande und der nicht polierresistente Sand variiert. Aus diesen verschiedenen Mischungen werden mit dem Lamellenverdichter Asphaltplatten mit möglichst gleicher Makrorauheit hergestellt. Aus den Asphaltplatten werden in weiterer Folge kreisrunde Asphaltprüfkerne mit einem Durchmesser von $d = 20$ cm ausgebohrt und ebenso wie zuvor die Sandprüfplatten dem Polierversuch nach Wehner/Schulze zugeführt. Nach dem Poliervorgang erfolgt eine Bestimmung des Reibungsbeiwertes nach Polieren mit dem Fricometer.

In der Versuchsphase 3-2 werden ebenso wie in Phase 3-1 verschiedene Asphaltmischungen (AB 8 bzw. SMA 8) hergestellt. Anders als für die Mischungen in Versuchsphase 3-1 wird als Splittkorn 4/8 mm ein gering polierresistentes Gestein (Dolomit) mit einem PSV-Wert von 40 ausgewählt. In den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm werden jeweils ein polierresistenter Sand und ein nicht polierresistenter Sand variiert. Die Prüfplattenherstellung, die Poliersimulation sowie die Griffigkeitsmessungen erfolgen analog zu Versuchsphase 3-1.

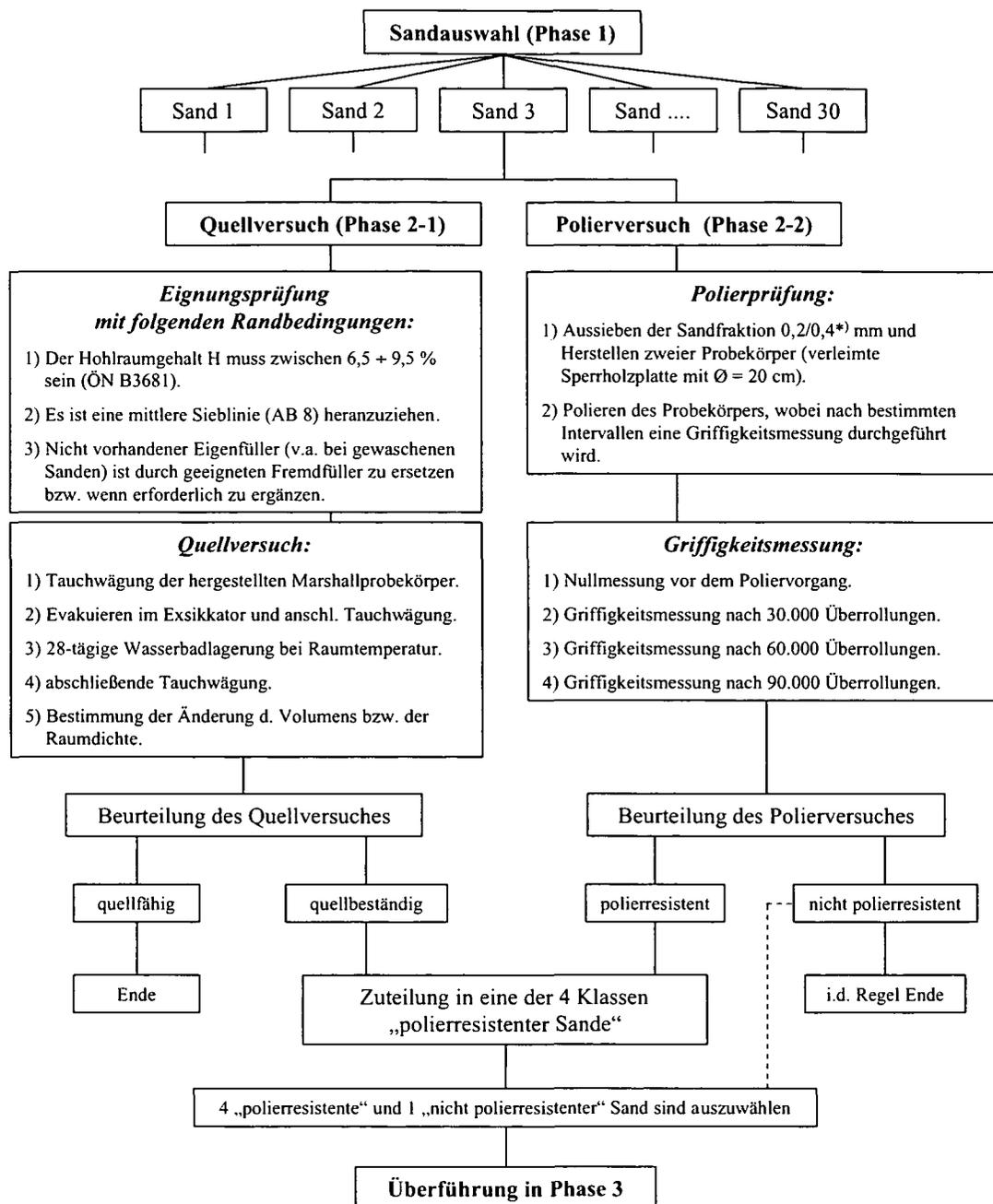
Während in Versuchsphase 3-1 Asphaltmischungen untersucht werden, die den Anforderungen der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] für Deckschichten im höherrangigen Straßennetz entsprechen (Lastklasse S, I und II; $PSV \geq 50$), werden in der Versuchsphase 3-2 bewusst Asphaltmischungen konzipiert, die in diesen Lastklassen nicht regelkonform sind. Mit einem PSV-Wert von 40 im Splittkornbereich 4/8 mm wären diese Mischungen ausschließlich für das untergeordnete Straßennetz ab Lastklasse IV zulässig.

Das Hauptaugenmerk dieser dritten Versuchsphase gilt vor allem dem feinkörnigen Asphaltbeton, der u.a. auch wegen seiner lärmindernden Wirkung zur Anwendung kommt. Die für den AB 8 typische Sieblinie ist über den gesamten Kornbereich stetig, weshalb das Griffigkeitsverhalten der Oberfläche durchaus auch vom Anteil ≤ 4 mm bestimmt werden kann. Die zusätzliche Prüfung von Splittmastixasphalt (SMA 8) soll das Ergebnis komplettieren bzw. die Einflussgrenzen des feinkörnigen Anteils aufzeigen. Da die feinkörnigen Fraktionen ≤ 4 mm im Korngerüst des SMA 8 eine eher untergeordnete Rolle einnehmen und die Oberfläche von der Splittkomponente dominiert wird, ist auch der Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten in diesem Fall eher gering einzuschätzen. Da jedoch der SMA vor allem im höherrangigen Straßennetz zunehmend an Bedeutung gewinnt, ist die Überprüfung des Einflusses des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten dennoch von großem Interesse und vor allem für eine Gesamtbewertung unerlässlich. Da bereits deutsche Untersuchungen DAMES et al. [1997, 2000b] den Einfluss des Sandes bei SMA als unbedeutend eingestuft haben, wurden im Rahmen dieser Arbeit diese Untersuchungen auch nur in einem reduzierten Umfang durchgeführt.

Zusätzlich werden im Rahmen der Asphaltprüfung (siehe Abb. 4-2) alle in den Asphaltmischungen verwendeten Sande auf deren Verschleißwiderstand überprüft.

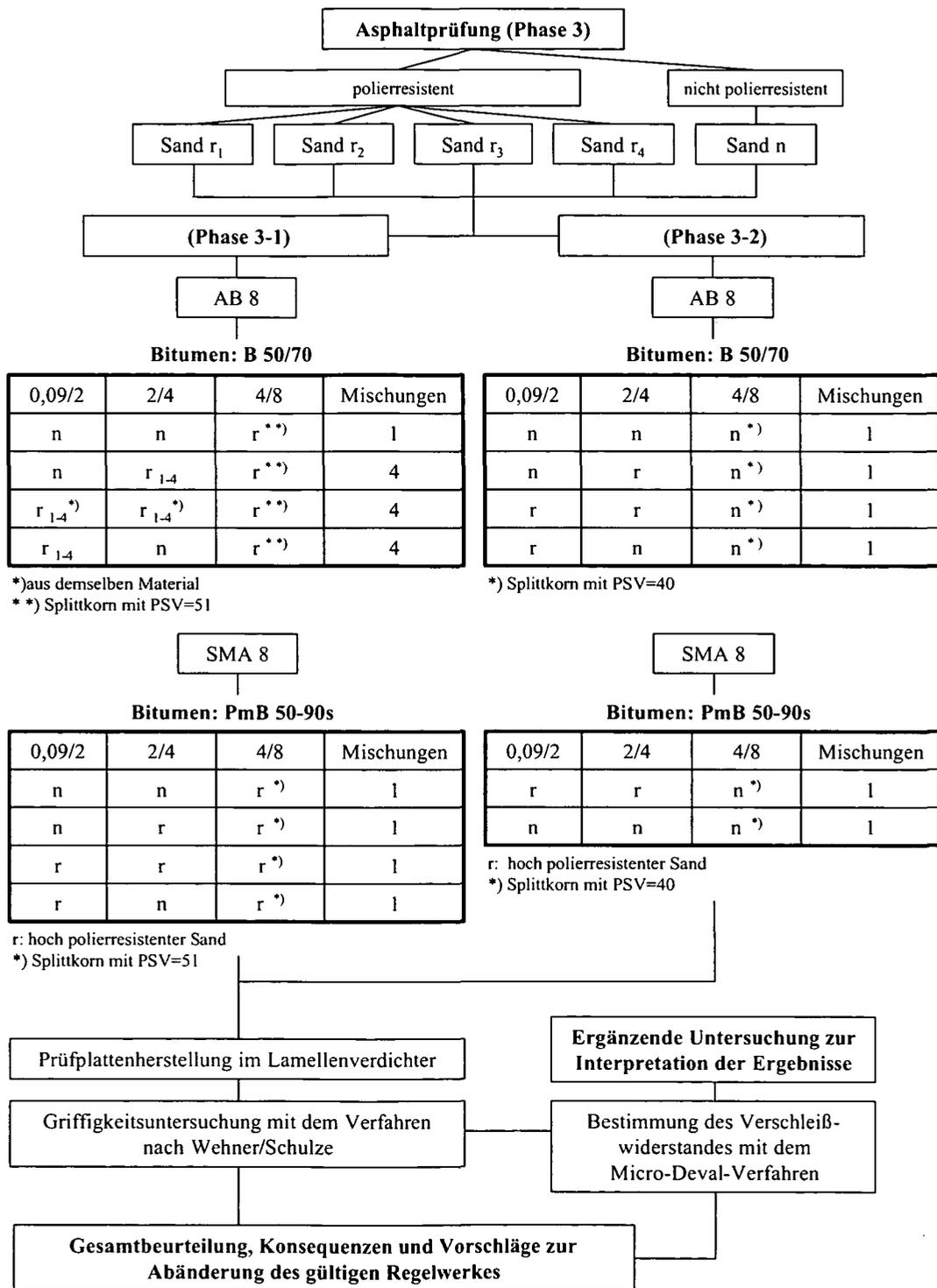
Hierfür werden die Sande getrennt nach Kornklasse 0/2 mm und 2/4 mm im Micro-Deval-Gerät einer Verschleißbeanspruchung ausgesetzt. Diese Untersuchung soll zeigen, ob der Verschleißwiderstand des Gesteins eine Auswirkung auf die mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze ermittelte Griffigkeit von Asphalt hat. Die Ergebnisse fließen in die Interpretation der Griffigkeitsbeurteilung ein und ermöglichen dadurch eine besser Bewertung (siehe Kapitel 4.2.4.4)

Nach Analyse aller Versuchsergebnisse erfolgt eine umfassende Beurteilung unter Berücksichtigung der Aspekte des Polier- und Verschleißverhaltens der verwendeten Gesteine. Zeigt sich, dass die in Österreich verfügbaren Sande, die im Asphalt keine Quellreaktion hervorrufen, einen Einfluss auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken haben, kann daraus in weiterer Folge ein Vorschlag für eine Ergänzung der Richtlinie abgeleitet werden. Die bei dieser Arbeit gewonnenen Erfahrungen sollen somit zu einer weiteren Erhöhung der Verkehrssicherheit beitragen.



*) Erfahrungen aus Deutschland haben gezeigt, dass sich mit der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm repräsentative Ergebnisse erzielen lassen [Dames et al., 1988] (siehe auch Kapitel 3.4.2).

Abb. 4-1: Versuchsprogramm Teil 1, Versuchsphase 1 und 2 [Litzka et al., 2003].



4.2.1 Phase 1: Auswahl der Gesteine

Wie der Tab. 4-1 zu entnehmen ist, wurde bei der Auswahl der Gesteine größter Wert darauf gelegt, möglichst alle Vorkommen österreichischen Gesteins zu erfassen, die im Straßenbau Verwendung finden. Demzufolge reicht das Spektrum von Amphibolit, Basalt, Diabas, Granit, Kies und Kalkstein bis zu Serpentin. Ergänzend wurde außerdem Betonrecycling-Sand und LD-Schlacke ins Versuchsprogramm aufgenommen, da vor allem die LD-Schlacke regionalbedingt im Asphaltdeckenbau aufgrund der hohen PSV-Werte immer wieder Verwendung findet.

Entsprechend dem Versuchsprogramm (Phase 3, Abb. 4-2), das zur Herstellung der Asphaltmischungen (AB 8 und SMA 8) eine Variation der Sande in den Kornbereichen 0/2 mm und 2/4 mm vorsieht, wurden diese beiden Korngruppen von allen Herstellern eingeholt.

Die für den AB 8 bzw. SMA 8 erforderliche Splittkomponente 4/8 mm wurde ausschließlich vom Hartsteinwerk Loja-Persenbeug bezogen, da das Regelwerk für diesen Körnungsbereich bereits Anforderungen hinsichtlich des PSV-Wertes vorsieht. Durch seine aus der Güteschutzüberwachung als konstant gut bekannten PSV-Werte (PSV = 51) hat sich dieses Material angeboten und wurde deshalb als Fixkomponente in das Versuchsprogramm aufgenommen.

Um auch im Füller-Bereich $\leq 0,09$ mm für alle Asphaltmischungen gleiche Bedingungen zu schaffen, wurde das als quellbeständig anerkannte Füllermaterial aus Bad Deutsch Altenburg bezogen und damit in allen Asphaltmischungen der Versuchsphase 3-1 und 3-2 der eventuell vorhandenen Eigenfüller ersetzt. Im Rahmen des Quellversuches in Phase 2-1 wurde ebenfalls das Füllermaterial aus Bad Deutsch Altenburg verwendet. Ein eventuell fehlender Eigenfüller wurde dabei um diesen Fremdfüller ergänzt.

Es wird ausdrücklich vermerkt, dass es sich bei den untersuchten Sanden ausschließlich um die vom jeweiligen Werk gelieferten Proben handelte und keine Fremdprobennahme erfolgte.

An dieser Stelle sei allen Betrieben für die kostenlose Bereitstellung des erforderlichen Untersuchungsmaterials sowie für deren großes Interesse während der Durchführung des Vorhabens gedankt.

Tab. 4-1: Liste der ins Versuchsprogramm aufgenommenen Gesteine.

Nr.	Material	Abbaustätte	Nr.	Material	Abbaustätte
1	Amphibolit 1	Niederösterreich	16	Grünschiefer 1	Burgenland
2	Amphibolit 2	Kärnten	17	Grünschiefer 2	Burgenland
3	Basalt 1	Steiermark	18	Kalkstein	Tirol
4	Basalt 2	Burgenland	19	Kersantit	Niederösterreich
5	Betonrecycling	Oberösterreich	20	Kies 1	Oberösterreich
6	Dolomit 1	Niederösterreich	21	Kies 2	Niederösterreich
7	Dolomit 2	Kärnten	22	Kies 3	Niederösterreich
8	Dolomit 3	Niederösterreich	23	Kies 4	Oberösterreich
9	Diabas 1	Kärnten	24	Kies 5	Niederösterreich
10	Diabas 2	Steiermark	25	Kieselkalk	Vorarlberg
11a	Diabas 3a	Tirol	26	LD-Schlacke 1	Steiermark
11b	Diabas 3b	Tirol	27	LD-Schlacke 2	Oberösterreich
12	Diabas 4	Salzburg	28	Schrattenkalk	Vorarlberg
13	Granit 1	Niederösterreich	29	Serpentinit 1	Steiermark
14	Granit 2	Niederösterreich	30	Serpentinit 2	Burgenland
15	Granulit	Niederösterreich			

4.2.2 Phase 2-1: Quellversuch

4.2.2.1 Durchführung des Quellversuchs

Als Bezugszusammensetzung für den Quellversuch wurde eine zulässige Korngrößenverteilung für einen AB 8 gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] ausgewählt.

Die ausgewählte Sieblinie (siehe Abb. 4-3) liegt zwischen den beiden Grenzsieblinien und entspricht jener nach Fuller.

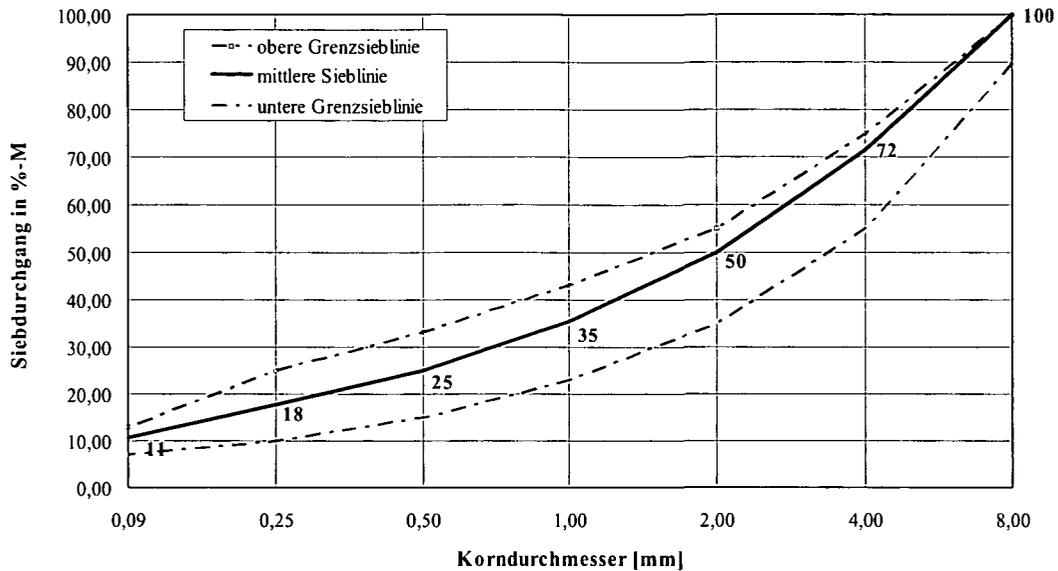


Abb. 4-3: Ausgewählte mittlere Sieblinie (Fullerkurve) für einen AB 8 nach RVS 8S.01.41 [FSV, 2001].

Die in Abb. 4-3 dargestellte Korngrößenverteilung wurde für alle Sande ausgesiebt und im Feinkornbereich gegebenenfalls um den nicht quellenden Fremdfüller aus Bad Deutsch Altenburg ergänzt, um für alle Produkte ähnliche Versuchsbedingungen zu schaffen.

Vor der Herstellung der Asphaltmischungen im Labor wurden die entsprechend der oben angeführten Korngrößenverteilung ausgesiebten und zusammengesetzten Gesteinszuschläge im Trockenschrank bei $(280 \pm 10)^\circ\text{C}$ erhitzt und für etwa 15 min bei dieser Temperatur gelagert. Nach einer kurzen Abkühlphase auf Erzeugungstemperatur [RVS 8S.01.41, 2001] wurde das Gesteinsmaterial mit dem auf $(170 \pm 10)^\circ\text{C}$ erwärmten Bitumen B50/70 gemischt und der Asphalt in Marshallprobekörperformen eingebracht und normgemäß [DIN 1996-4, 1984] verdichtet.

In weiterer Folge wurden die hergestellten Marshall-Probekörper bei Raumtemperatur $(18 \div 28)^\circ\text{C}$ gewogen (Trockenmasse m_{tr}) und anschließend für 90 min im Wasserbad bei einer Temperatur von $(25 \pm 1)^\circ\text{C}$ gelagert. Mittels des in DIN 1996-7 [1992] beschriebenen Tauchwägevorgangs wurde die Masse unter Wasser m_w durch Tauchwägung und die Masse m_f nach einem 10 s langen Abtropfvorgang an der Luft

ermittelt, und daraus das Volumen V und die Raumdichte ρ nach Gl. 4-1 bzw. Gl. 4-2 bestimmt.

$$V = m_F - m_W \quad \text{Gl. 4-1}$$

V : Volumen [cm^3]

m_F : Masse der in Wasser gelagerten Messprobe unter Wasser [g]

m_W : Masse der in Wasser gelagerten Masse an der Luft [g]

$$\rho = \frac{m_r}{V} \quad \text{Gl. 4-2}$$

ρ : Raumdichte [g/cm^3]

m_r : Trockenmasse [g/cm^3]

Um die Luft aus den von außen zugängigen Poren zu entfernen, wurden die Proben entsprechend der ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] in einem wassergefüllten Vakuum-Exsikkator (Abb. 4-5) gelagert und durch Evakuieren einem definierten Unterdruck ausgesetzt.

Der Vorgang zur Herstellung des Vakuums im Exsikkator ist in Abb. 4-4 dargestellt und wurde wie folgt durchgeführt:

- Um Strukturzerstörungen in den Probekörpern zu vermeiden, musste das Wasser im Vakuum-Exsikkator diese zumindest 1 cm überdecken und durfte während des Evakuierungsvorganges höchstens 1 °C erreichen. Um diesem Umstand gerecht zu werden, wurde der Bereich unter der Bodenplatte des Vakuum-Exsikkators mit Eis (-20±2) °C und kaltem Wasser von max. 15 °C aufgefüllt (siehe Abb. 4-4a und Abb. 4-4b).
- Danach wurden die Marshall-Probekörper auf ihrer Mantelfläche lagernd auf die perforierte Exsikkatorplatte gelegt (siehe Abb. 4-4c) bzw. die weiteren Probekörper so gestapelt, dass der gesamte zur Verfügung stehende Raum im Exsikkator genützt werden konnte. Im Vakuum-Exsikkator des ISTU-Labors konnten gleichzeitig bis zu 12 Marshall-Probekörper evakuiert werden (siehe Abb. 4-4).
- Sobald alle Marshall-Probekörper im Exsikkator eingelagert wurden, konnten die restlichen Zwischenräume mit Eis aufgefüllt (siehe Abb. 4-4d) und der Exsikkator geschlossen werden. Um die Dichtigkeit des Exsikkators während des Evakuierungsvorganges zu gewährleisten,

wurde dessen Schliff bzw. der Schliff des Deckels mit Silikonfett eingeschmiert.

- In weiterer Folge wurde der restliche Freiraum im Exsikkator solange mit kaltem Wasser gefüllt bis alle Marshall-Probekörper mindestens 1 cm mit Wasser überdeckt waren (siehe Abb. 4-4b, Abb. 4-4e und Abb. 4-4f).

Der anschließende Evakuierungsvorgang erfolgte ebenso kontrolliert wie kontinuierlich, sodass nach 30 Minuten ein Restdruck von 50 mbar erreicht und für weitere (150 ± 10) min aufrechterhalten wurde. Danach wurde das Vakuum aufgehoben und die Probekörper für eine Stunde bei Atmosphärendruck im Exsikkator gelagert. Nach dieser 1-stündigen Lagerung wurden die Marshall-Probekörper dem Exsikkator entnommen und zwei Stunden lang bei (25 ± 1) °C im Wasserbad temperiert.

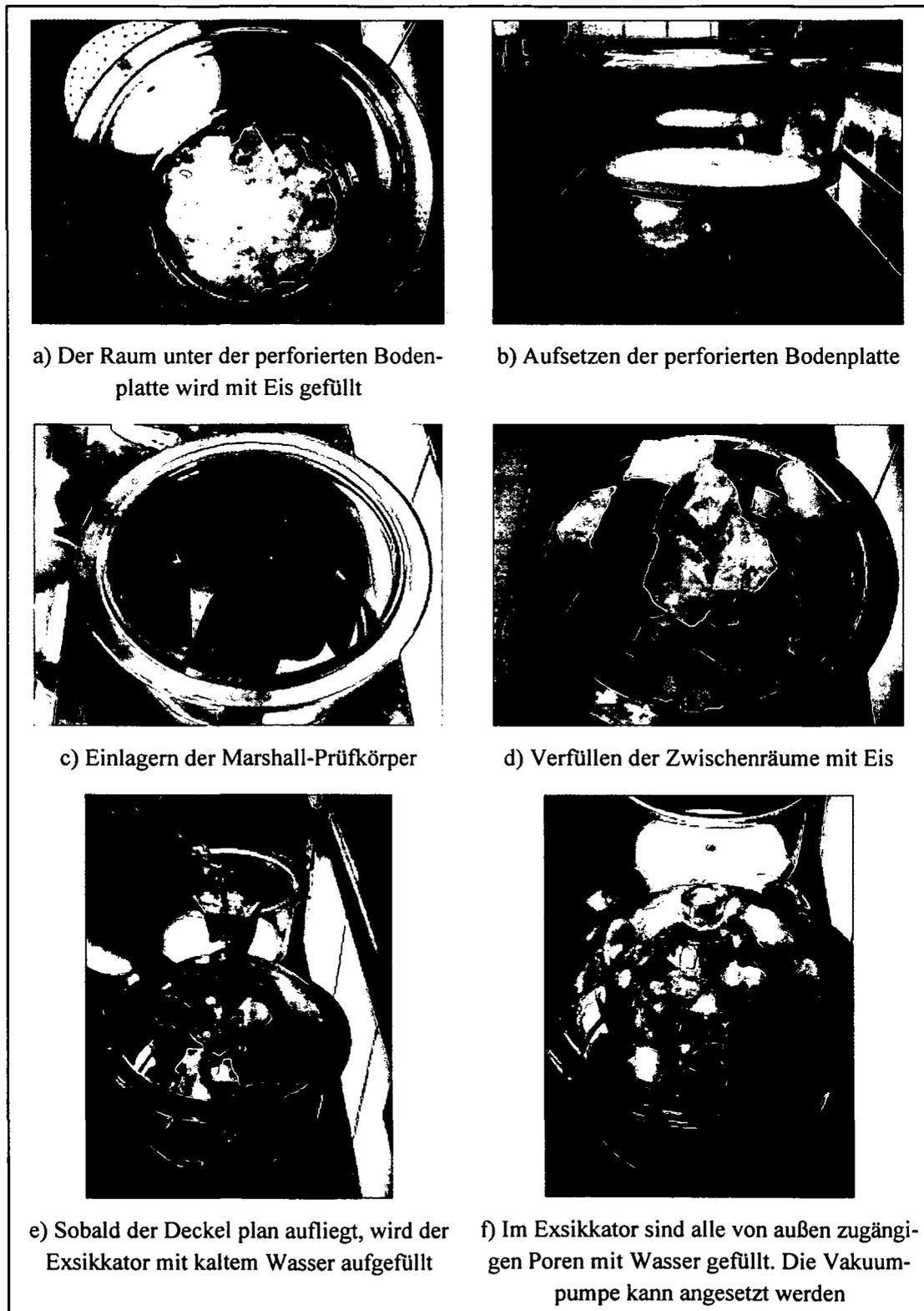


Abb. 4-4: Vorgang zur Herstellung des Vakuums im Exsikkator (Fotos: Pfeiler).

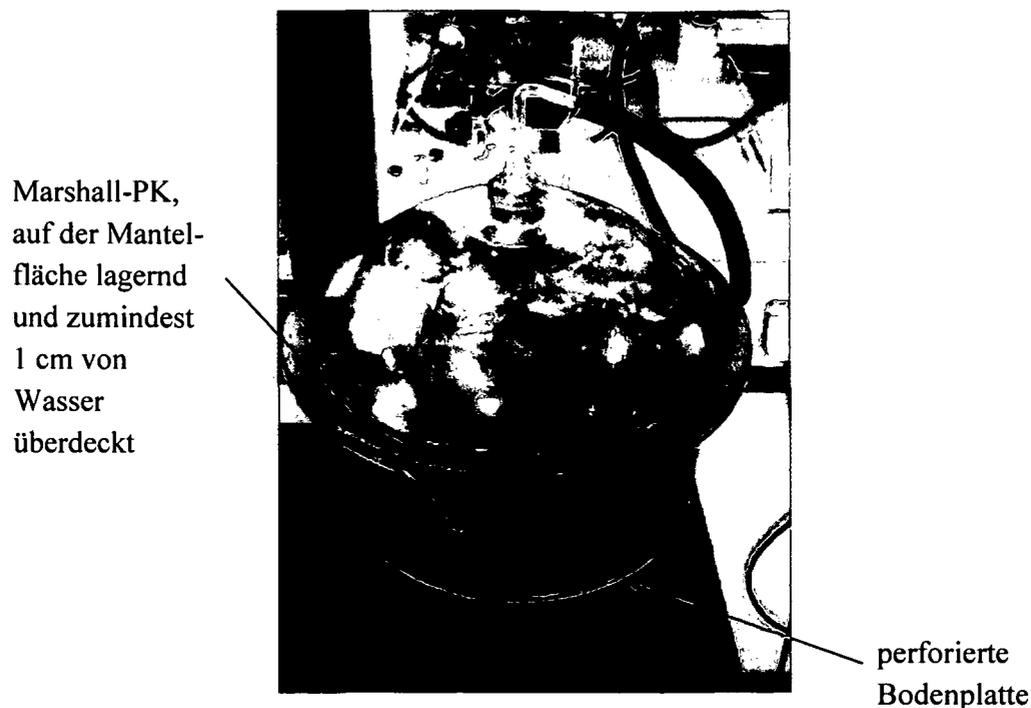


Abb. 4-5: Evakuierung der Probekörper im Exsikkator (Foto: Pfeiler).

Anschließend wurden die Marshall-Probekörper dem Wasserbad entnommen und deren Volumen und Raumdichte mittels Tauchwägevorfahren (siehe Gl. 4-1 u. Gl. 4-2) bestimmt.

Da der Evakuierungsvorgang einen wesentlichen Einfluss auf die reproduzierbare Quellreaktion hat, wurden alle Probekörper auf die Einhaltung der Kriterien Volumenänderung und Sättigungsgrad überprüft. Jene Probekörper deren Volumenänderung nicht innerhalb des Gültigkeitsbereiches $-1,0\%$ bis $+0,5\%$, und deren Sättigungsgrad nicht innerhalb des Gültigkeitsbereiches von 80% bis 100% lagen, wurden von einer weiteren Verwendung ausgeschlossen.

Alle anderen Probekörper wurden für 28 Tage im Wasserbad bei $(18 \pm 28)^\circ\text{C}$ gelagert und nach Ablauf dieser Frist wurde ein letztes Mal mittels Tauchwägevorfahren (siehe Gl. 4-1 u. Gl. 4-2) deren Volumen und Raumdichte bestimmt.

Im Regelfall wurde die Quellung Q_{28} über die Änderung des Volumens errechnet ($Q_{28\text{Vol}}$ in Gl. 4-3). Für jene Probekörper, bei denen die Differenz zwischen der Masse nach dem 28-tägigen Wasserbad und der Trockenmasse jedoch mehr als $0,5\text{ g}$ betrug, wurde die Quellung Q_{28} ersatzweise über die Änderung der Raumdichte ermittelt ($Q_{28\text{R}}$ in Gl. 4-4).

$$Q_{28R} = \frac{\rho_V - \rho_Q}{\rho_Q} * 100 \quad \text{Gl. 4-3}$$

Q_{28R} : *Quellung nach Änderung der Raumdichte [%]*

ρ_V : *Raumdichte nach dem Evakuieren [g/cm³]*

ρ_Q : *Raumdichte nach 28-tägiger Wasserlagerung [g/cm³]*

$$Q_{28Vol.} = \frac{V_Q - V_V}{V_V} * 100 \quad \text{Gl. 4-4}$$

$Q_{28Vol.}$: *Quellung nach Änderung des Volumens [%]*

V_Q : *Volumen nach dem Evakuieren [cm³]*

V_V : *Volumen nach 28-tägiger Wasserlagerung [cm³]*

4.2.2.2 Ergebnisse des Quellversuchs

Der Quellversuch anhand von Marshallprobekörpern aus AB 8 mit den 30 verschiedenen Sanden führte zu den nachfolgend in Tab. 4-2 bis Tab. 4-5 angeführten Ergebnissen.

Tab. 4-2: Ergebnisse des Quellversuchs, Proben Nr. 1 bis 8.

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8
Material	Amphibolit 1	Amphibolit 2	Basalt 1	Basalt 2	Betonrecycl.	Dolomit 1	Dolomit 2	Dolomit 3
$H_{bit,A}$ [% d. V_A]	6,69	8,27	8,91	7,27	7,50	8,54	9,06	8,92
m_{trA} [g]	1208,6	1211,1	1206,7	1225,0	1149,0	1223,5	1212,0	1207,0
V_A [cm ³]	484,7	485,3	502,4	491,1	522,6	507,3	500,5	501,0
ρ_A [g/cm ³]	2,493	2,496	2,402	2,494	2,198	2,412	2,422	2,409
V_V [cm ³]	484,1	484,3	500,1	489,8	522,3	505,1	498,7	499,6
ΔV_{AQ} [g/cm ³]	-0,1	-0,2	-0,5	-0,3	-0,1	-0,4	-0,4	-0,3
W_V [% d. V_A]	6,2	8,1	7,9	6,2	7,5	8,3	8,7	8,0
S_V [% d. V_A]	92,7	97,7	88,9	84,9	99,6	97,5	96,3	89,5
m_{trQ} [g]	1209,0	1211,7	1209,0	1227,9	1156,6	1223,6	1212,1	1207,0
V_Q [cm ³]	487,5	489,8	505,0	494,5	531,9	508,5	501,3	502,6
Q_{28} [%]	0,71	1,09	0,80	0,71	1,15	0,67	0,51	0,60

Tab. 4-3: Ergebnisse des Quellversuchs, Proben Nr. 9 bis 15.

Nr.	9	10	11a	11b	12	13	14	15
Material	Diabas 1	Diabas 2	Diabas 3	Diabas 4	Diabas 5	Granit 1	Granit 2	Granulit
$H_{bit,A}$ [% d. V_A]	7,65	9,32	9,00	9,16	8,19	8,17	9,23	8,58
m_{trA} [g]	1228,3	1210,2	1209,1	1196,4	1208,8	1196,0	1182,7	1197,4
V_A [cm ³]	493,0	512,2	508,9	503,2	503,8	517,5	517,9	519,6
ρ_A [g/cm ³]	2,492	2,363	2,376	2,377	2,399	2,311	2,284	2,305
V_V [cm ³]	491,6	511,5	507,6	501,4	502,9	516,1	516,1	518,1
ΔV_{AQ} [g/cm ³]	-0,3	-0,1	-0,3	-0,4	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3
W_V [% d. V_A]	7,2	8,8	8,9	9,2	7,7	7,9	8,9	8,3
S_V [% d. V_A]	94,2	94,2	99,3	100,1	93,7	96,7	95,9	97,1
m_{trQ} [g]	1228,9	1210,4	1209,2	1196,5	1208,9	1196,6	1182,7	1197,8
V_Q [cm ³]	495,6	518,8	513,3	506,7	510,2	522,9	521,5	524,9
Q_{28} [%]	0,78	1,44	1,10	1,01	1,44	1,28	1,05	1,31

Tab. 4-4: Ergebnisse des Quellversuchs, Proben Nr. 16 bis 23.

Nr.	16	17	18	19	20	21	22	23
Material	Grünsch. 1	Grünsch. 2	Kalkstein	Kersantit	Kies 1	Kies 2	Kies 3	Kies 4
$H_{bit,A}$ [% d. V_A]	8,23	9,11	8,45	9,12	9,36	6,64	8,62	8,98
m_{trA} [g]	1206,1	1209,5	1197,4	1202,8	1211,4	1187,5	1208,4	1195,4
V_A [cm ³]	502,2	519,7	505,3	504,8	510,3	508,5	511,6	517,5
ρ_A [g/cm ³]	2,402	2,327	2,370	2,383	2,374	2,335	2,362	2,310
V_V [cm ³]	501,8	518,7	503,6	504,3	508,5	507,5	509,7	515,8
ΔV_{AQ} [g/cm ³]	-0,1	-0,2	-0,3	-0,1	-0,3	-0,2	-0,4	-0,3
W_V [% d. V_A]	7,5	8,8	8,0	7,6	8,6	5,7	8,6	8,0
S_V [% d. V_A]	90,8	96,3	94,5	83,5	92,3	86,1	99,2	88,7
m_{trQ} [g]	1206,6	1209,4	1197,4	1203,2	1211,6	1187,7	1208,4	1195,7
V_Q [cm ³]	510,8	527,9	505,9	507,1	512,3	509,0	513,0	517,5
Q_{28} [%]	1,79	1,76	0,44	0,53	0,73	0,30	0,64	0,34

Tab. 4-5: Ergebnisse des Quellversuchs, Proben Nr. 24 bis 30.

Nr.	24	25	26	27	28	29	30
Material	Kies 5	Kieselkalk	LD-Schla. 1	LD-Schla. 2	Schraffenkalk	Serpentinit 1	Serpentinit 2
$H_{bit,A}$ [% d. V_A]	8,24	7,52	9,38	7,12	8,12	8,36	7,27
m_{trA} [g]	1211,6	1200,5	1309,6	1237,3	1209,6	1199,2	1185,6
V_A [cm ³]	511,9	505,9	482,8	447,5	510,3	512,5	509,0
ρ_A [g/cm ³]	2,367	2,373	2,713	2,765	2,370	2,340	2,329
V_V [cm ³]	510,2	504,8	481,4	445,9	509,0	512,7	508,2
ΔV_{AQ} [g/cm ³]	-0,3	-0,2	-0,3	-0,4	-0,3	0,0	-0,1
W_V [% d. V_A]	7,8	7,0	9,1	6,5	7,9	7,6	5,9
S_V [% d. V_A]	94,6	93,3	96,9	91,5	97,6	91,3	81,0
m_{trQ} [g]	1211,6	1200,7	1313,4	1239,6	1209,4	1202,6	1186,2
V_Q [cm ³]	513,0	508,3	487,3	447,1	514,8	518,5	515,3
Q_{28} [%]	0,55	0,70	0,93	0,08	1,16	0,85	1,37

Legende zu Tab. 4-2 bis Tab. 4-5:

$H_{bit,A}$: Hohlraumgehalt des Prüfkörpers [Vol.-%]

m_{trA} : Trockenmasse des Prüfkörpers [g]

V_A : Volumen des Prüfkörpers [cm³]

ρ_A : Raumdichte des Probekörpers [g/cm³]

V_V : Volumen nach dem Evakuierungsvorgang [cm³]

ΔV_{AQ} : Volumenänderung dem Evakuierungsvorgang [cm³]

W_V : Wasseraufnahme nach dem Evakuierungsvorgang [Vol.-%]

S_V : Sättigungsgrad nach dem Evakuierungsvorgang [Vol.-%]

m_{trQ} : Trockenmasse nach 28-tägiger Wasserlagerung [g]

V_Q : Volumen nach 28-tägiger Wasserlagerung [cm³]

Q_{28} : Quellung des Probekörpers [Vol.-%]

Um die in den Tab. 4-2 bis Tab. 4-5 dargestellten Ergebnisse aus dem Quellversuch (Phase 2-1) beurteilen zu können, ist die Definition eines entsprechenden Grenzwertes erforderlich. Da die ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] einen solchen nicht vorschreibt, könnte als Richtwert der strenge Grenzwert von $Q_{28} = 0,5\%$ aus den Technischen Vertragsbedingungen Straßenbau des Amtes der Niederösterreichischen Landesregierung [AMT D. NÖLRG, 2001] herangezogen werden. Unter Berücksichtigung der zulässigen Prüftoleranz von $\pm 0,31\%$ gemäß ÖNORM B 3681 [ONI, 1997] ergibt sich somit als Beurteilungskriterium der Grenzwert von $Q_{28} = 0,81\%$.

Da allerdings aus anderen Publikationen, AUGUSTIN et al. [1987b] bzw. HERBST et al. [1985], ein Q_{28} -Wert von 1,0 % als zulässig abgeleitet werden kann, wird der Beurteilung der Quellfähigkeit in der Folge dieses weniger strenge Kriterium zugrunde gelegt.

Nach dieser Beurteilungsgrundlage sind gemäß den Ergebnissen in Tab. 4-2 bis Tab. 4-5 von den untersuchten Sanden die Proben Nr. 2, 5, 10, 11a, 12, 13, 15, 16, 17, 28 und 30 aus der weiteren Betrachtung auszuschließen, die Proben Nr. 11b und 14 überschreiten den Grenzwert nur geringfügig und könnten daher akzeptiert werden (siehe auch Abb. 4-10 und Abb. 4-11).

Es wird angemerkt, dass die Quellversuche im Rahmen der gegenständlichen Arbeit nur als Vorstufe für die weitere Entscheidung durchgeführt wurden. Diese erfolgten weiters nur unter Verwendung der direkt vom jeweiligen Werk gelieferten Sandproben ohne Fremdprobennahme. Die Ergebnisse dieser Quellversuche sind deshalb nicht als allgemein gültige Eignungsprüfung anzusehen.

4.2.3 Phase 2-2: Sandpolierprüfung

4.2.3.1 Durchführung der Sandpolierprüfung

Entsprechend der TP Min StB, Teil 5.5.2 [FGSV, 1999] umfasste die Standardprüfung 90.000 Überrollungen. Die Bestimmung des Polierwerts mit dem Frictometer wurden zu folgenden Zeitpunkten durchgeführt [LITZKA et al., 2003]:

1. Messung: Nullmessung vor dem ersten Poliervorgang
2. Messung: nach 30.000 Überrollungen (= 10.000 Umdrehungen)
3. Messung: nach 60.000 Überrollungen (= 20.000 Umdrehungen)
4. Messung: nach 90.000 Überrollungen (= 30.000 Umdrehungen)

Die Polierprüfung der Brechsande erfolgte an Prüfplatten (siehe Abb. 4-6 u. Abb. 4-7), die in Anlehnung an die Fertigung von Sandpapier hergestellt wurden. Dabei wurde die Kornfraktion 0,2/0,4 mm auf eine kreisrunde versiegelte Sperrholzplatte mit einer Dicke von 1,8 cm und einem Durchmesser von 20 cm geklebt.

Auf diese kreisförmige Trägerplatte (siehe Abb. 4-6 links) wurde mit einer Spachtel zuerst der Zweikomponenten-Kleber aufgetragen und gleichmäßig verteilt. Durch Aufstreuen der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm und einem nachfolgendem Einwalzvorgang wurde die Mineralstoffkörnung aufgeklebt. Nach jedem Einwalzvorgang wurde der überschüssige Sand entfernt und neu aufgestreutes Material eingewalzt. Dieser Vorgang wurde vier- bis fünfmal wiederholt, bis sich eine geschlossene Sandoberfläche einstellte. Nach dem letzten Einwalzvorgang erfolgte die Erhärtungsphase des Klebers im Trockenschrank bei 100 °C für die Dauer von 15 min. Von der dem Trockenschrank entnommenen Probe wurde dann ein letztes Mal das überschüssige Material entfernt, wodurch sich eine zur weiteren Prüfung geeignete, geschlossene Sandoberfläche (siehe Abb. 4-6 rechts) einstellte.

Die geometrischen Randbedingungen des Frictometer erforderten eine bestimmte Minstdicke der Prüfplatten. Um diese Randbedingungen zu erfüllen, wurde die Sandprüfplatte auf eine 4,8 cm dicke Aluminium-Trägerplatte gleichen Durchmessers mit drei außerhalb des Messbereiches angebrachten Schrauben aufgeschraubt. Das sich ergebende Paket konnte daher in weiterer Folge in der Wehner/Schulze-Poliermaschine und anschließend im Frictometer eingespannt werden.

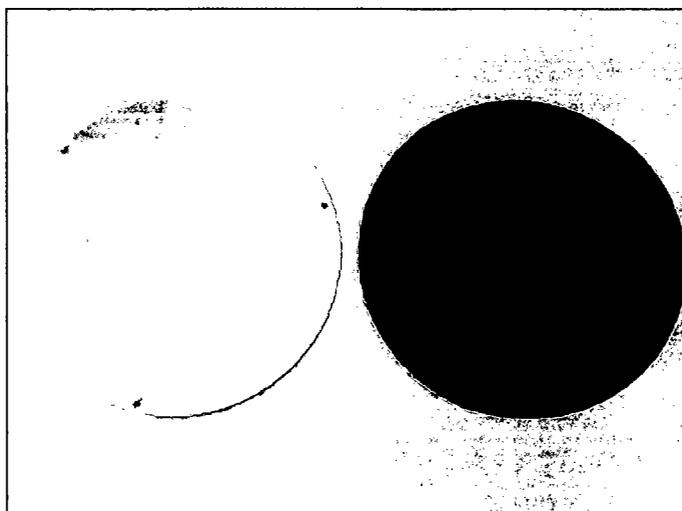


Abb. 4-6: Holzträgerplatte und fertige Sandprüfplatte $d = 20$ cm (Foto: Pfeiler).

Die Entwicklungsstufen einer Sandprüfplatte vom Ausgangszustand bis zum Ende der Polierprüfung sind in Abb. 4-7 dargestellt.



Abb. 4-7: Holzträgerplatte, Sandprüfplatte, polierte Sandprüfplatte $d = 20$ cm (Foto: Pfeiler).

Die auf die Aluminium-Trägerplatte aufgeschraubte Sandprüfplatte wurde vorerst nur in die Wehner/Schulze-Poliermaschine eingelegt, sodass sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung ein Spielraum für etwaige Nachjustierungen vorhanden war. Nachdem der Spritzschutz der Poliermaschine fixiert wurde, konnte das Querhaupt mit dem Rollenkopf (100 N) und der zusätzlichen Auflast von 300 N abgesenkt werden. Der Absenkvorgang dauerte in etwa 10 min und endete automatisch bei Erreichen des eingestellten Höhenniveaus. Die Prüfplatte wurde nach Beendigung des Absenkvorganges in ihrer Endlage fixiert und der Poliervorgang gestartet. Nach dem Poliervorgang von 30.000 Überrollungen durch die drei Rollen, das entspricht 10.000 Umdrehungen des Rollenkopfes, endete der Poliervorgang automatisch. Im Anschluss wurde das Querhaupt hochgefahren, der Probekörper entnommen und zur Ermittlung des Polierwertes dem Frictometer zugeführt.

In Vorversuchen wurde eine empirische Ermittlung der für die Polierwertbestimmung der Sand- sowie Asphaltprüfplatten geeigneten Feder durchgeführt. Als Ergebnis dieser Versuche wurde eine Federsteifigkeit von $c = 0,00347 \text{ N/m}$ abgeleitet.

Die Polierbeiwertbestimmung mit dem Frictometer erfolgte generell bei den drei Umlaufgeschwindigkeiten 40, 60 und 80 km/h. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde allerdings die für die Beurteilung des Polierwiderstandes maßgebende Messgeschwindigkeit aus den nachfolgend beschriebenen Gründen mit 80 km/h festgelegt (siehe auch Ausführungen in Kapitel 4.2.3.3).

Die Messgraphen der Sandpolierprüfung, die bei einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 40 km/h erzielt wurden, weisen Unstetigkeiten auf, die gerade am Beginn der Messung sehr stark ausgeprägt sind (siehe Abb. 4-8). Das deutet darauf hin, dass die Gummigleitkörper zum Zeitpunkt des Aufsetzens auf die Sandoberfläche in der Grenzfläche kurzzeitig auf einen sehr großen Widerstand treffen, der fast zum Abheben der Gleitkörper führt. Der Wegaufnehmer registriert in diesem Fall zuerst einen sehr großen Weg infolge des kurzzeitigen sehr großen Widerstandes beim Aufsetzen der Gleitkörper auf die Sandoberfläche, in unmittelbarer Folge einen sehr kurzen Weg und erst danach einen nahezu konstanten Weg (siehe Abb. 4-8). Der Anfangseffekt beim Aufsetzen der Gleitkörper nimmt mit zunehmender Geschwindigkeit ab, wie auch in weiterer Folge die Stetigkeit des Messgraphen mit der Zeit zunimmt (vergleiche Abb. 4-8 u. Abb. 4-9).

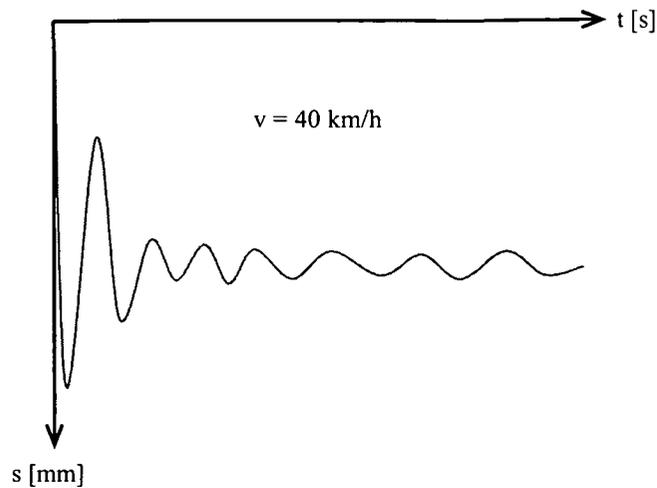


Abb. 4-8: Messgraph-Frictometer bei geringer Geschwindigkeit ($v = 40 \text{ km/h}$), schematisch.

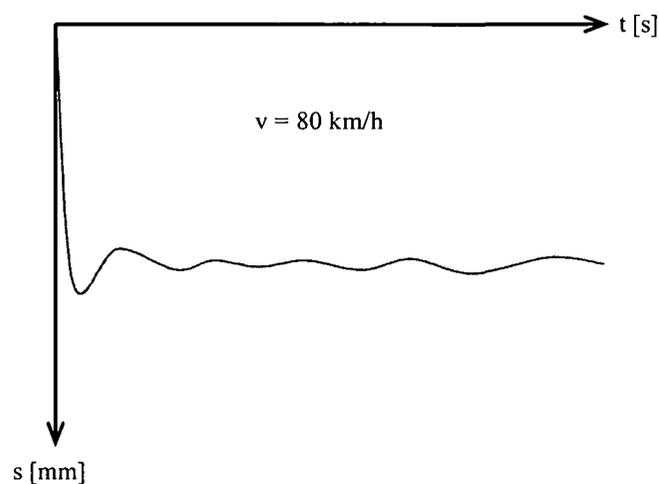


Abb. 4-9: Messgraph-Frictometer bei hoher Geschwindigkeit ($v = 80 \text{ km/h}$), schematisch.

Bei einer Umlaufgeschwindigkeit von 60 km/h ist dieses Verhalten nicht mehr so stark ausgeprägt, jedoch zeigen sich trotzdem fallweise größere Unstetigkeiten. Betrachtet man die Messgraphen jener Prüfungen die bei einer Umlaufgeschwindigkeit von 80 km/h erzielt wurden (siehe Abb. 3-15 u. Abb. 4-9) zeigen sich großteils sehr stetige Verläufe mit einer sehr geringen Schwankungsbreite. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass bei dieser Geschwindigkeit geringe vereinzelte Unregelmäßigkeiten in der Polieroberfläche unberücksichtigt bleiben.

4.2.3.2 Ergebnisse der Sandpolierprüfung

Die Ergebnisse der Sandpolierprüfung sind in Abb. 4-10 und Abb. 4-11 dargestellt. Jene Sande, die die Anforderungen hinsichtlich Quellung (siehe Kapitel 4.2.2) nicht erfüllen, sind durch graue Balken gekennzeichnet.

Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass Sande aus Hartgestein wie z.B. Diabas, Granit oder Basalt tendenziell sehr hohe Polierwerte an den Sandpolierplatten erzielen. Andererseits lässt sich der Trend ableiten, dass karbonathaltige Sande wie z.B. Kalkstein oder Dolomit eher zu geringeren Polierwerten führen. Auch die erreichten hohen Polierbeiwerte der LD-Schlacke bestätigen lediglich deren bekannt hohe Polierresistenz. Die sehr unterschiedlichen Polierwerte der verschiedenen Kiese, die im Rahmen der Untersuchung das gesamte Polierwertspektrum abdecken, sind auf deren unterschiedlichen Quarz-Silikat- bzw. Karbonatgehalt zurückzuführen. Kiese, die eine Karbonatvormacht aufweisen, erzielen generell niedrigere Polierwerte als jene mit einer Quarz-Silikatvormacht.

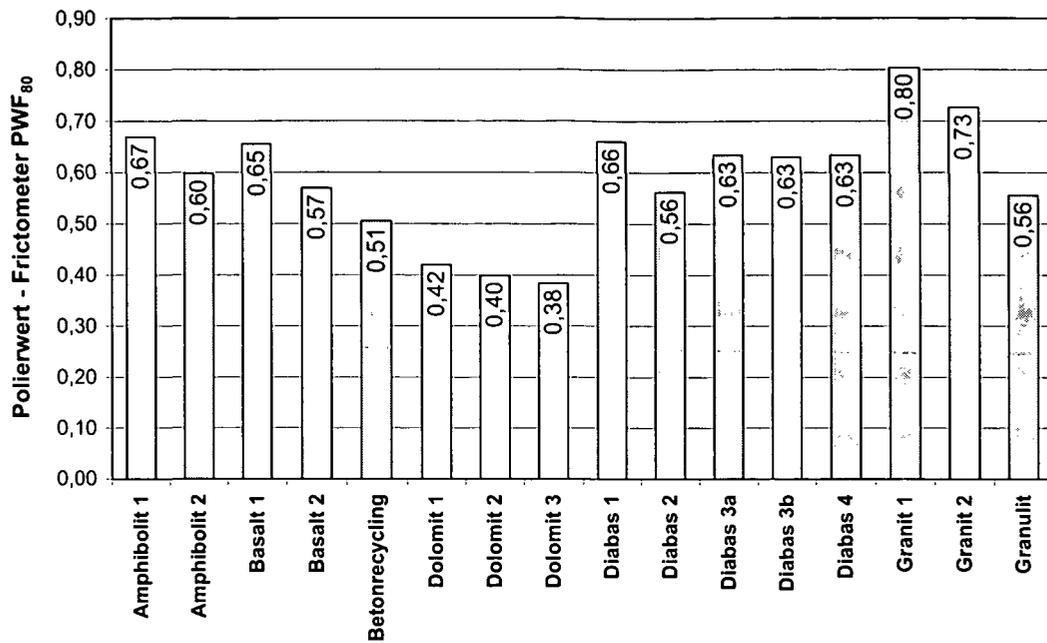


Abb. 4-10: Ergebnisse der Sandpolierprüfung – Probe 1 bis 15 (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

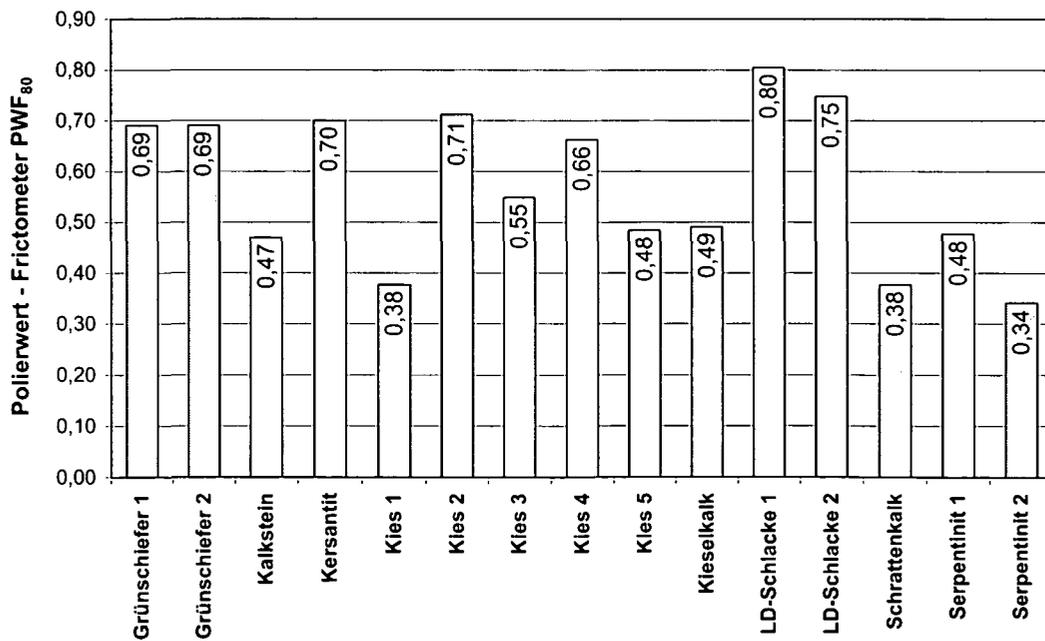


Abb. 4-11: Ergebnisse der Sandpolierprüfung – Probe 16-30 (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

Für die weitere Betrachtung wurden auf Basis der Ergebnisse der Polierprüfung insgesamt fünf Klassen (r_1 , r_2 , r_3 , r_4 , n) gebildet (siehe Tab. 4-6) und die untersuchten Sande je einer dieser Klassen zugeteilt. Eine Aufstellung der einzelnen Klassen mit den zugeordneten Sanden ist in Abb. 4-12 bis Abb. 4-16 ersichtlich. Auch hier sind die Sande, die hinsichtlich Quellung nicht entsprochen haben, durch graue Balken gekennzeichnet.

Tab. 4-6: Klassenbildung nach dem Poliervorgang der Sandprüfplatten.

Polierresistenz-Klasse	PWF (Polierwert Fricometer)
r_1 – Polierresistenz sehr hoch	$> 0,68$
r_2 – Polierresistenz hoch	$> 0,61 - 0,68$
r_3 – Polierresistenz mittel	$> 0,53 - 0,61$
r_4 – Polierresistenz niedrig	$> 0,46 - 0,53$
n – nicht polierresistent	$\leq 0,46$

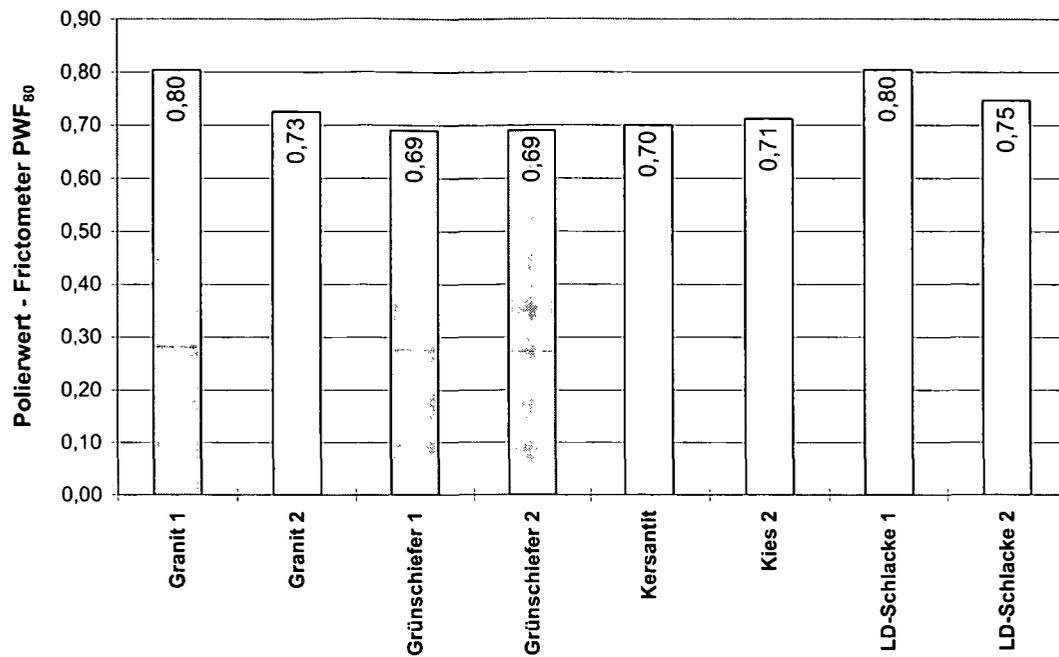


Abb. 4-12: Ergebnis der Sandpolierprüfung, Klasse r_1 (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

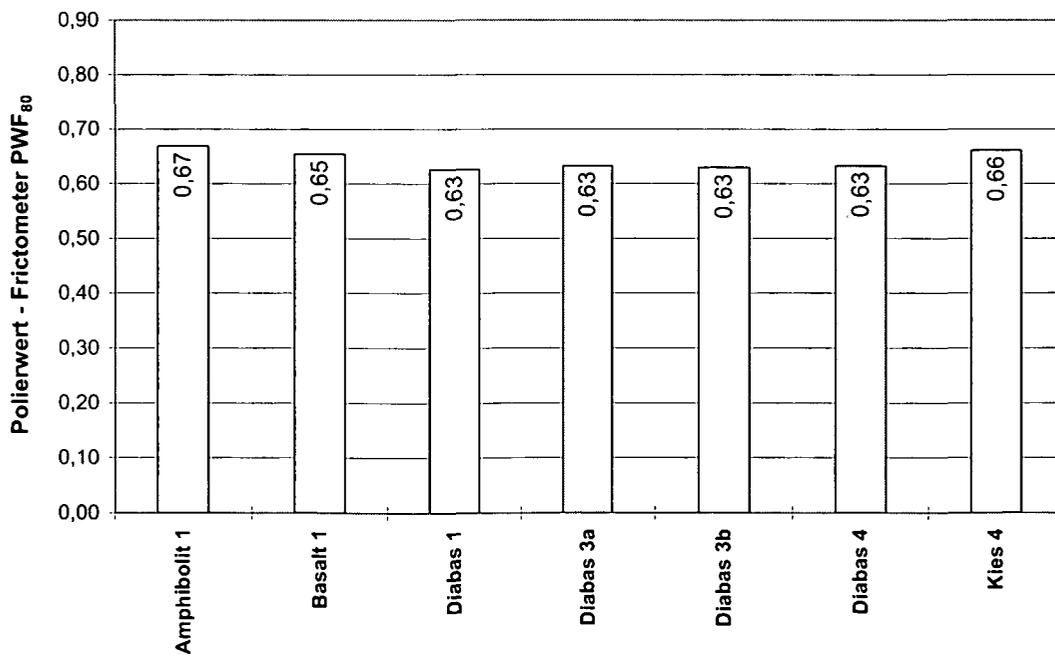


Abb. 4-13: Ergebnis der Sandpolierprüfung, Klasse r_2 (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

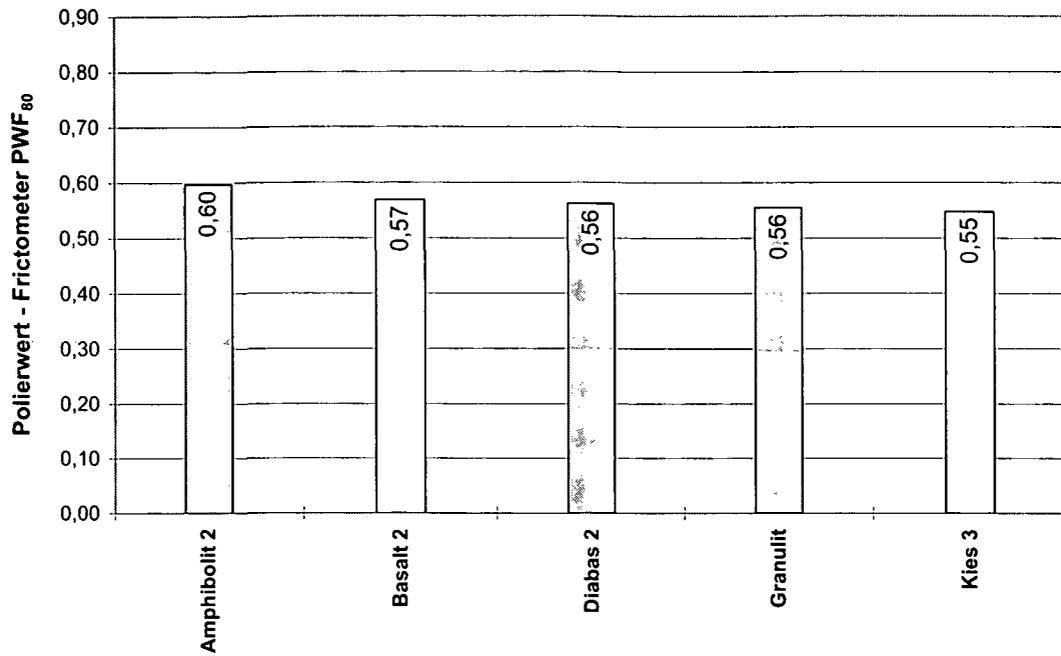


Abb. 4-14: Ergebnis der Sandpolierprüfung, Klasse r₃ (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

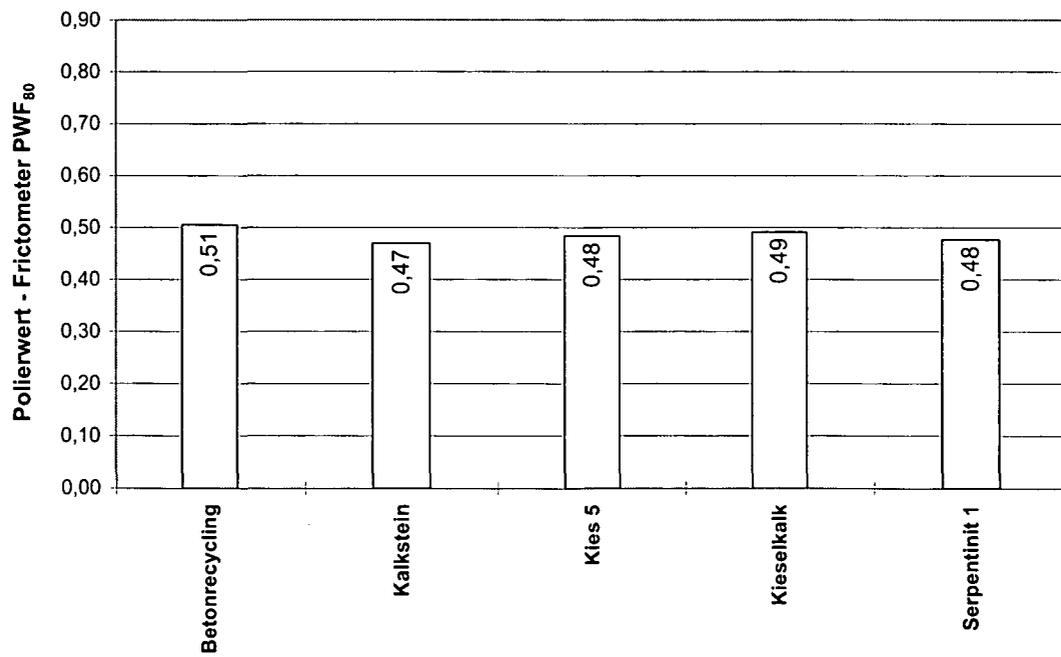


Abb. 4-15: Ergebnis der Sandpolierprüfung, Klasse r₄ (grauer Balken: Sand mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

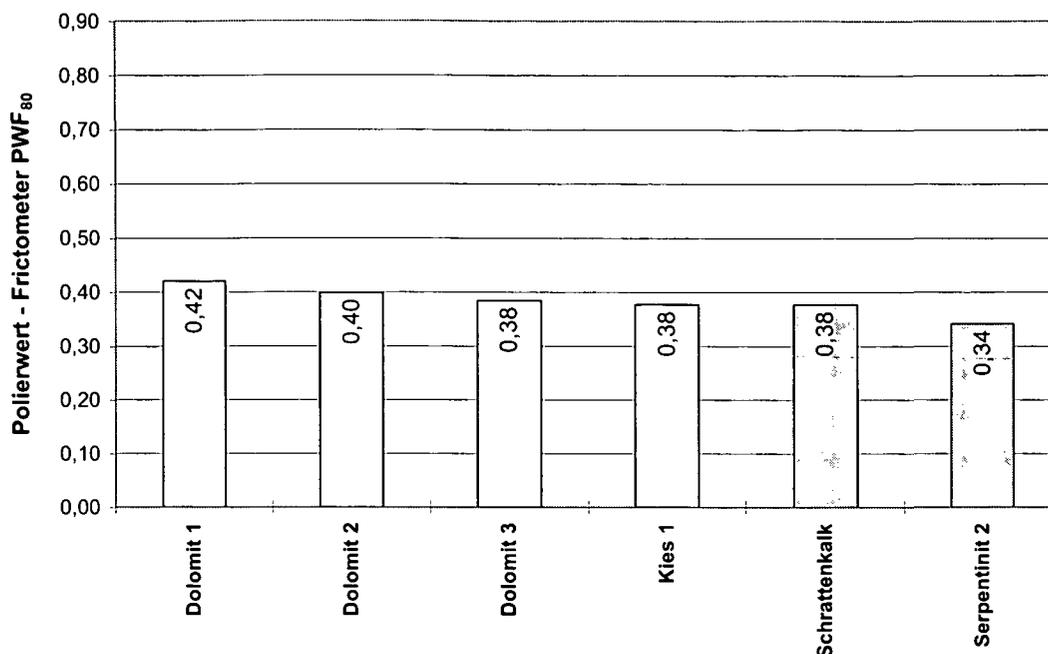


Abb. 4-16: Ergebnis der Sandpolierprüfung, Klasse n (graue Balken: Sande mit negativem Einfluss auf die Quellbeständigkeit von Asphalt).

In der Folge wird aus jeder Klasse unter Berücksichtigung der Quellergebnisse ein oder zwei repräsentative Sande ausgewählt und für die weiterführende Untersuchung herangezogen (siehe Tab. 4-7 u. Abb. 4-17).

Tab. 4-7: Die für die Asphaltmischungen ausgewählten repräsentativen Sande.

Bez.	Proben Nr.	Gesteinsart
r ₁	19, 14	(a) Kersantit-Porphyr, (b) Granit 2
r ₂	9	Diabas 1
r ₃	22	Kies 3
r ₄	18	Kalkstein
n	8	Dolomit 3

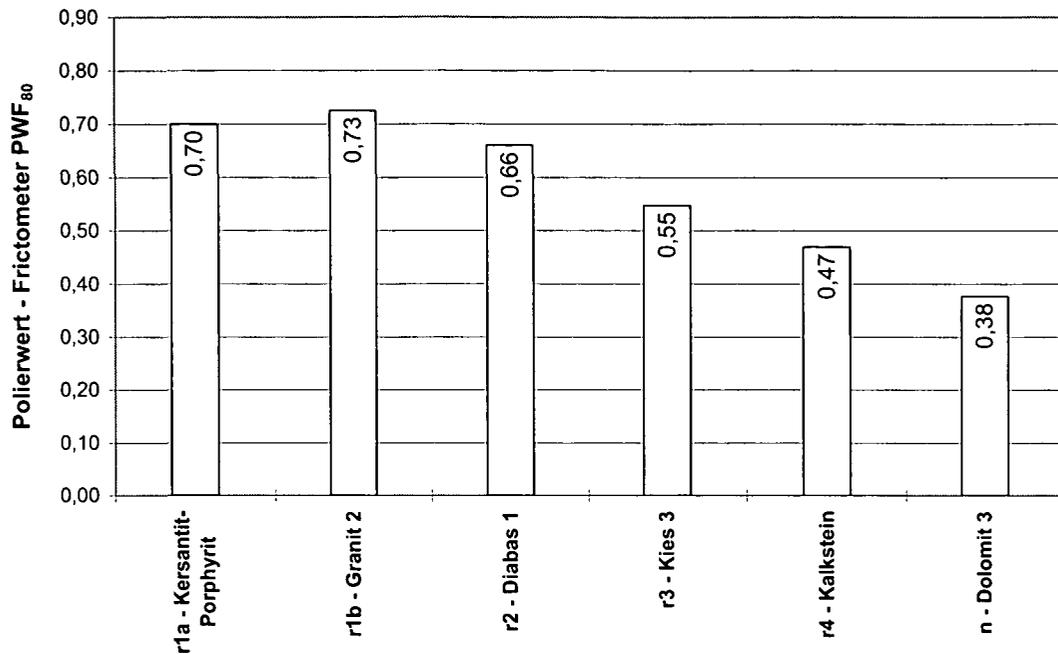


Abb. 4-17: Die Polierwerte-Fricometer der für die Asphaltmischungen ausgewählten repräsentativen Sande.

4.2.3.3 Vergleichsuntersuchung zur Ermittlung der Griffigkeit im Labor

Um einen Bezug der im Rahmen der Arbeit von LITZKA et al. [2003] erzielten Ergebnisse aus der Sandpolierprüfung zu dem von der TU Berlin ermittelten Bewertungshintergrund (siehe Abb. 3-8) herzustellen, wurden Vergleichsuntersuchungen durchgeführt. Beide Institutionen arbeiten zwar mit demselben Poliermaschinentyp, verwenden jedoch zur Ermittlung der Polierwerte bzw. der Griffigkeitswerte unterschiedliche Messgeräte. Die Gerätesysteme, bestehend aus Poliermaschine und Laborgriffigkeitsmessgerät sind also nicht identisch und unterscheiden sich vor allem hinsichtlich Beurteilungsgeschwindigkeit, Platten- sowie Gerätegeometrie (siehe Tab. 4-8).

Tab. 4-8: Vergleich der Laborgriffigkeitsmessgeräte TU Berlin – TU Wien.

Eigenschaft	Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin	Fricrometer der TU Wien
Bezeichnung des Messwertes	PWS	PWF
Prüfplattendurchmesser	22,5 cm	20 cm
Radius der Umlaufbahn	9 cm	7,8 cm
Beurteilungsgeschwindigkeit	60 km/h	80 km/h
Messprinzip	Beschleunigung auf 100 km/h und Ermittlung des Gleitwiderstandes bis zum Stillstand; jener bei 60 km/h ist maßgebend	Beschleunigung auf 80 km/h und Ermittlung des Gleitwiderstandes bei konstanter Geschwindigkeit
Gummigleitkörper	radialsymmetrisch angeordnet, beide dieselben Abmessungen	

Während der Messwerterfassung beim Wiener Fricrometer ausschließlich eine Umlaufgeschwindigkeit von 80 km/h zugrunde liegt (siehe auch Ausführungen in Kapitel 4.2.3), hat sich beim Berliner Gerätesystem eine Beurteilungsgeschwindigkeit von 60 km/h bewährt. Die Festlegung auf eine Umlaufgeschwindigkeit von 60 km/h ist auf Untersuchungen von SCHULZE K.-H [1970b] zurückzuführen, der für die bei dieser Geschwindigkeit ermittelten Griffigkeitswerte eine ausgezeichnete Korrelation zu den Gleitreibungsbeiwerten des Stuttgarter Reibungsmessers mit blockiertem Messrad feststellte.

Bei der Konzeption des Versuchsprogramms war allerdings die unterschiedliche Größe der Sandpolierplatten viel wesentlicher. Während das Fricrometer der TU Wien mit Prüfplatten mit einem Durchmesser von 20 cm arbeitet, erfordert das Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin Prüfplatten mit einem Durchmesser von 22,5 cm. Aufgrund der sich daraus ergebenden Zwängungen ist es nicht möglich, die Prüfplatten der TU Wien in das Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin einzuspannen, dasselbe gilt auch für die Prüfplatten der TU Berlin und das Fricrometer. In einer ersten Phase wurden deshalb Holzträgerplatten ($d = 22,5$ cm) von der TU Berlin zur Verfügung gestellt und an der TU Wien zu Sandprüfplatten verarbeitet. Aufgrund der etwas anderen Oberflächenbeschaffenheit der Berliner Holzträgerplatten konnte jedoch mit dem Wiener Sand-Aufklebeverfahren keine repräsentative Sandprüfplatte hergestellt werden. Der in Wien bewährte 2-Komponenten-Kleber eignete sich nicht für die

Berliner Holzträgerplatten, weshalb die angefertigten Sandprüfplatten nicht verwendet werden konnten.

Um dennoch Ergebnisse für eine Korrelation zu erhalten, wurden von der TU Wien vier Sande mit unterschiedlichem Polierwert ausgesiebt und damit an beiden Institutionen Sandprüfplatten hergestellt, diese poliert und der Polierbeiwert bestimmt. Die vier Materialien und die damit erzielten Ergebnisse sind in Tab. 4-9 angeführt.

Zusätzlich wurden von beiden Instituten die Polierwerte zweier Referenzplatten aus Glas ermittelt. Diese Glasplatten weisen eine unterschiedliche Oberflächenstruktur auf – eine Platte mit einer scharfkantigen Struktur „Würfel“ und eine Platte mit einer gerundeten Struktur „Kroko“ – und dienen als Referenzmedien, um Einflüsse auf die Polierwertermittlung auszuschalten.

Tab. 4-9: Einzelergebnisse der vier untersuchten Proben sowie der Referenzplatten aus Glas „Kroko“ und „Würfel“.

Probe	PWF-TU Wien	PWS-TU Berlin
Glasplatte, Kroko	0,15	0,12
Glasplatte, Würfel	0,19	0,16
Dolomit 2	0,40	0,34
Basalt 2	0,57	0,54
Diabas 3	0,63	0,60
Kersantit-Porphyrat	0,70	0,59

Die Ergebnisse in Abb. 4-18 zeigen auf, dass mit dem Frictometer der TU Wien (dunkle Balken) vergleichsweise etwas höhere Polierwerte gemessen werden, als mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin (helle Balken). Der sich einstellende Niveauunterschied zwischen den Polierwerten aus Frictometer und dem Berliner Messgerät, liegt allerdings bei allen Proben in einem ähnlichen Größenbereich von $\Delta \cong 0,03$. Einzig die Polierwerte der Kersantit-Porphyrat-Probe weichen mit einer Differenz von $\Delta = 0,11$ etwas stärker voneinander ab.

Da ab einem Korndurchmesser von ≤ 2 mm zunehmend die einzelnen Mineralstoffeigenschaften an Bedeutung gewinnen, ist ein möglicher Grund für diese Abweichungen die vielfältige und variierende Zusammensetzung dieses Gesteins. Da sich im Rahmen der mineralogischen Untersuchung der Prüfkörnung zeigte, dass der

zum Zeitpunkt der Beprobung entnommene Kersantit-Porphyrat im Feinkornbereich reichhaltige Marmoreinlagerungen besitzt, ist vermutlich der unterschiedliche Marmor-gehalt der Prüfkörper für diese Abweichung verantwortlich.

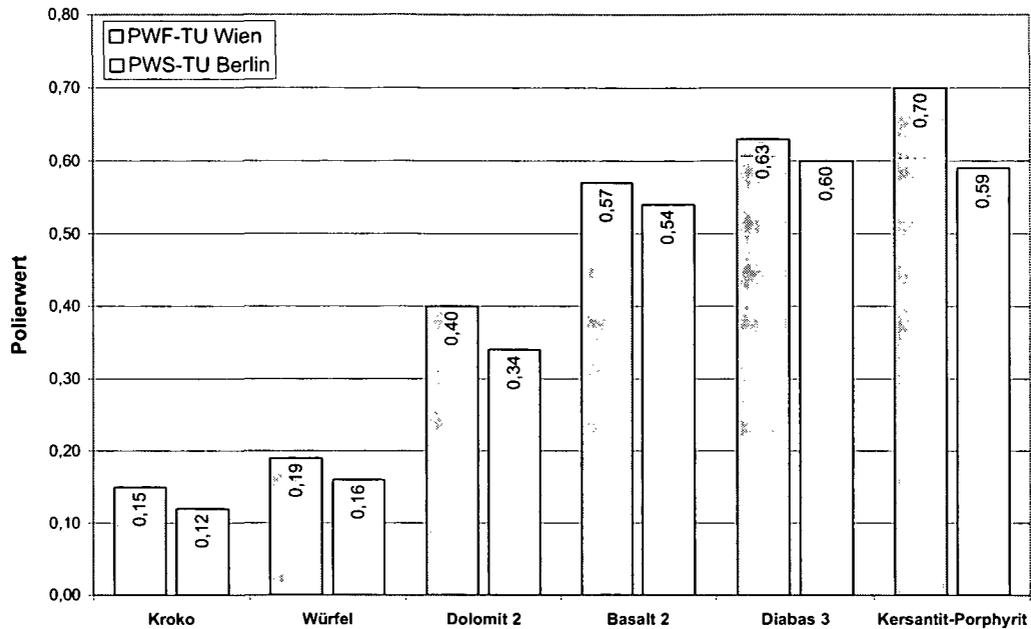


Abb. 4-18: Ergebnisse der Polierwertermittlung an den Referenzplatten und den vier Sandproben.

Betrachtet man in Abb. 4-19 das Ergebnis der Vergleichsuntersuchung, so stellt man fest, dass sich mit einer linearen Regressionsbeziehung ($PWF = 1,11 \times PWS$) ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,98$ erzielen lässt. Berücksichtigt man bei der Beurteilung, dass die Sandprüfplatten von unterschiedlichen Laboranten angefertigt wurden, und dass beiden Laborgriffigkeitsmessgeräten ein unterschiedliches Messprinzip zugrunde liegt, ist das vorliegende Ergebnis ausgezeichnet.

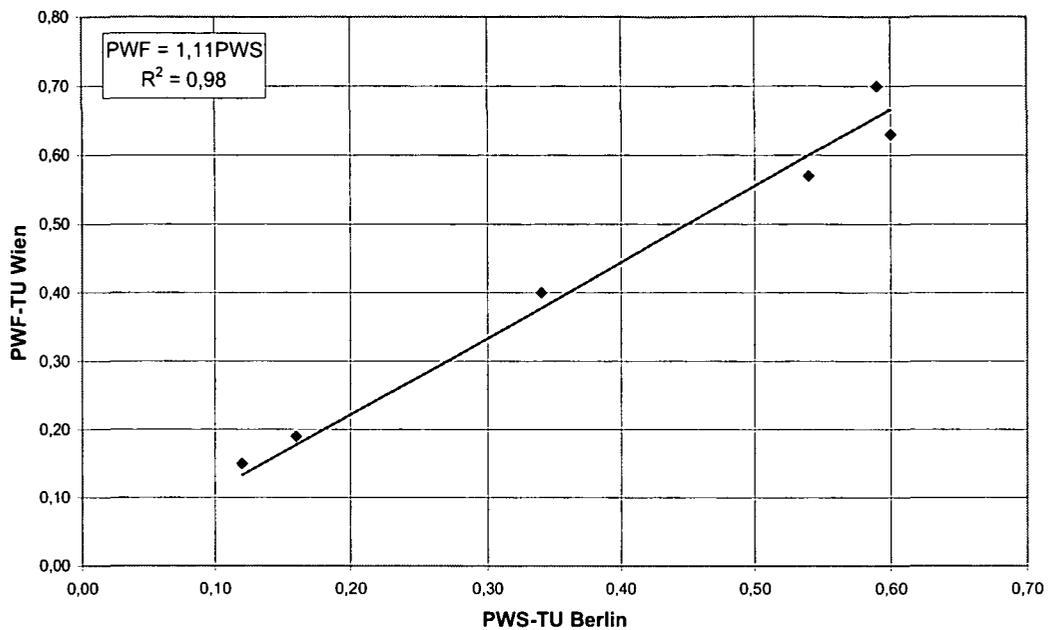


Abb. 4-19: Vergleich von PWF-TU Wien und PWS-TU Berlin für Sand der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm.

Die Ergebnisse zeigen, dass die beiden unterschiedlichen Messsysteme der TU Wien und der TU Berlin die verschiedenen Sande gleich bewerten. Die Relativbewertung führt bei beiden Systemen zu demselben Ergebnis auf ähnlichem Messwertniveau. Es besteht somit die Möglichkeit, die Erfahrung der Berliner Untersuchungen mit jenen der TU Wien zu vergleichen, da beide Institutionen mit einem ähnlichen Bewertungshintergrund arbeiten.

4.2.4 Phase 3-1: Asphaltmischungen mit polierresistentem Splittkorn

4.2.4.1 Herstellung der Asphaltmischungen

Zur Bestimmung des Einflusses der Polierresistenz der Sandfraktion auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken wurden verschiedene Asphaltmischungen für einen AB 8 und einen SMA 8 hergestellt. Das Korngerüst der verschiedenen Mischungen setzt sich jeweils aus den in Tab. 4-7 angeführten Sanden und einem polierresistentem Splittkorn mit einem PSV-Wert von 51 zusammen. Die ausgewählten Sande erfüllen dabei einerseits die Anforderungen an das Quellverhalten (siehe Kapitel 4.2.2), andererseits stehen sie stellvertretend für je eine der fünf festgelegten Polierresistenz-Klassen (siehe Kapitel 4.2.3).

Zur differenzierten Bewertung des Einflusses der Polierresistenz des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt wurden verschiedene AB 8-Mischungen unter Variation der Gesteins-Komponente im Korngrößenbereich 0/4 mm hergestellt. Die Füllerkomponente f (0/0,09 mm, Bad Deutsch Altenburg, als häufig eingesetzter Fremdfüller) sowie die Splittkomponente s_{51} (4/8 mm, Loja-Persenbeug, als nachweislich polierresistenter Splitt mit $PSV = 51$) wurden für alle Mischungen beibehalten (siehe Tab. 4-10).

Für die sechs Mischungen A1 bis A6 in Tab. 4-10 wurde im Korngrößenbereich 0,09/2 mm und 2/4 mm jeweils der gleiche Sand je einer der fünf Polierresistenz-Klassen verwendet.

Zur Ermittlung des getrennten Einflusses der Kornklassen 0,09/2 mm bzw. 2/4 mm wurden weitere acht AB 8-Mischungen hergestellt. Dabei wurden die sechs Materialien $r_{1a,b}$ bis r_4 und n permutationsartig in den Kornklassen 0,09/2 mm und 2/4 mm variiert. Diese zehn Mischgutvarianten sind in Tab. 4-10 mit den Bezeichnungen A7 bis A16 zusammengestellt.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Kombinationen wurden daher 16 unterschiedliche AB 8-Mischungen (siehe Tab. 4-10) festgelegt, mit welchen je mindestens zwei Prüfplatten mit möglichst gleicher Makrorauheit hergestellt wurden.

Tab. 4-10: Die in Versuchsphase 3-1 hergestellten Mischungskombinationen für den AB 8.

Nr.	Füller	0,09/2 mm	2/4 mm	4/8 mm
A1	f, fix	r _{1a}	r _{1a}	s ₅₁ , fix
A2	f, fix	r _{1b}	r _{1b}	s ₅₁ , fix
A3	f, fix	r ₂	r ₂	s ₅₁ , fix
A4	f, fix	r ₃	r ₃	s ₅₁ , fix
A5	f, fix	r ₄	r ₄	s ₅₁ , fix
A6	f, fix	n	n	s ₅₁ , fix
A7	f, fix	r _{1a}	n	s ₅₁ , fix
A8	f, fix	r _{1b}	n	s ₅₁ , fix
A9	f, fix	r ₂	n	s ₅₁ , fix
A10	f, fix	r ₃	n	s ₅₁ , fix
A11	f, fix	r ₄	n	s ₅₁ , fix
A12	f, fix	n	r _{1a}	s ₅₁ , fix
A13	f, fix	n	r _{1b}	s ₅₁ , fix
A14	f, fix	n	r ₂	s ₅₁ , fix
A15	f, fix	n	r ₃	s ₅₁ , fix
A16	f, fix	n	r ₄	s ₅₁ , fix

f: Füller, Bad Deutsch Altenburg

s₅₁: Splitt, Loja-Persenbeug

r_{1a,b}-r₄: polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

n: nicht polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

Wie in Abb. 4-20 ersichtlich, liegt die ausgewählte Korngrößenverteilung zwischen den beiden in der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] festgelegten Grenzsieblinien für den AB 8. Bei der Auswahl wurde nicht die Fullerparabel berücksichtigt, welche das

hohlraumärmste Korngerüst beschreibt, sondern es wurde eine grobkörnigere Sieblinie festgelegt, also bewusst eine eher sandarme Mischung hergestellt. Damit sollte vermieden werden, dass der Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten der Asphaltdecke wegen eines höheren Sandanteils überbewertet wird.

Für die Evaluierung und Verifizierung der Ergebnisse war es auch wesentlich, in allen Fällen genau die vorgegebene Sieblinie auszusieben, um den eventuellen Einfluss von Über- bzw. Unterkorn der gelieferten Korngruppen 0/2 mm und 2/4 mm auszuschalten.

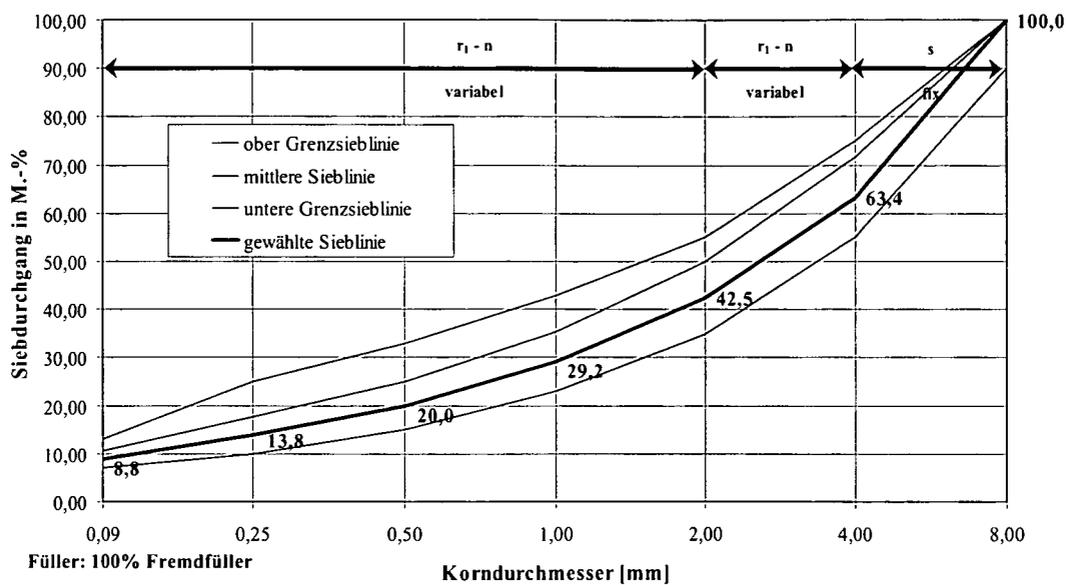


Abb. 4-20: Den Asphaltmischungen AB 8 zugrunde liegende Korngrößenverteilung.

Zur Herstellung der SMA 8-Mischungen wurden ausschließlich die Sande r_{1a} (sehr hoch polierresistenter Sand) und n (nicht polierresistenter Sand) herangezogen, da diese stellvertretend für die höchste und die niedrigste Polierresistenzklasse stehen (siehe Tab. 4-7). Die Mischungen wurden so ausgewählt, dass die zwei Sande in den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm permutationsartig variiert wurden, die Füllerkomponente f sowie die Splittkomponente s jedoch immer aus demselben Material bestanden. Diese Festlegungen führten zu den in Tab. 4-11 angeführten vier unterschiedlichen Mischungsvarianten.

Tab. 4-11: Die in Versuchsphase 3-1 hergestellten Mischungskombinationen für den SMA 8.

Nr.	Füller	0/2 mm	2/4 mm	4/8 mm
S1	f, fix	n	n	s ₅₁ , fix
S2	f, fix	n	r _{1a}	s ₅₁ , fix
S3	f, fix	r _{1a}	n	s ₅₁ , fix
S4	f, fix	r _{1a}	r _{1a}	s ₅₁ , fix

f: Füller, Bad Deutsch Altenburg

s₅₁: Splitt, Loja-Persenbeug

r_{1a}: polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

n: nicht polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

Im Gegensatz zum Asphaltbeton ist beim Splittmastix-Asphalt ein wesentlich geringerer Einfluss der feinen Kornklassen zu erwarten. Da die Korngrößenverteilung für einen Splittmastix-Asphalt nicht stetig ist, sondern einen sehr großen Masseanteil in den gröberen Kornklassen aufweist, wird das Griffigkeitsverhalten der bituminösen Decke fast ausschließlich vom Polierverhalten der Splittkomponente > 4 mm bestimmt [DAMES et al., 1997].

Aus diesem Grund erschien die Wahl der mittleren Sieblinie (siehe Abb. 4-21) zur Herstellung der SMA-Mischungen durchaus gerechtfertigt, da die Sandkomponente dabei aufgrund der geringen Masseanteile sowieso eine untergeordnete Rolle einnimmt.

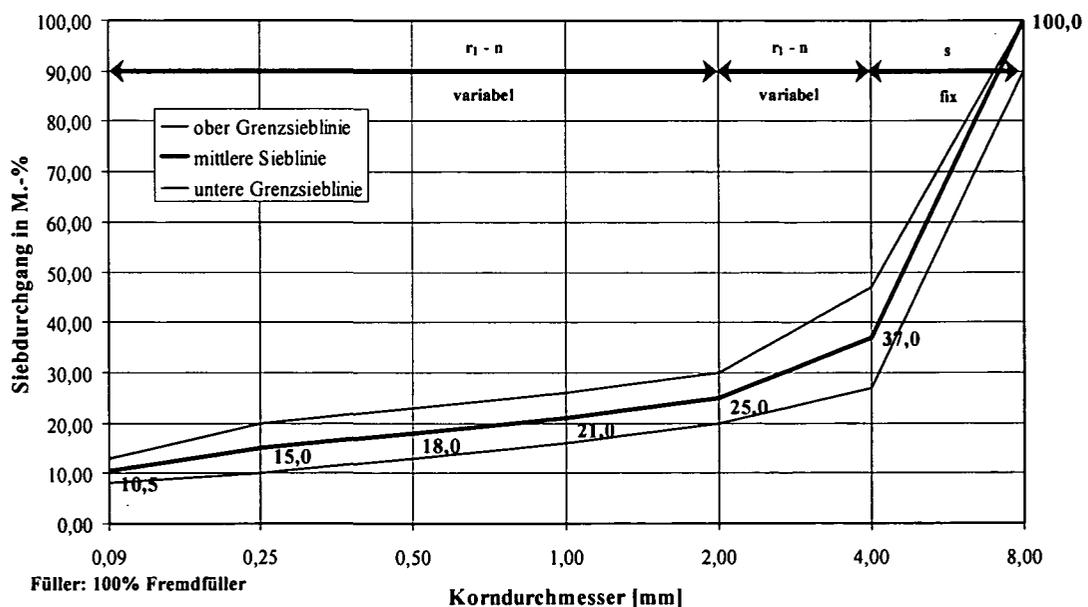


Abb. 4-21: Den Asphaltmischungen SMA 8 zugrunde liegende Korngrößenverteilung.

Die Eignungsprüfung des Asphaltmischgutes erfolgte an Marshallprobekörpern, wobei die Anforderungskriterien entsprechend der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] erfüllt sein mussten.

Pragmatischer Weise wurden repräsentativ für alle in Tab. 4-10 angeführten AB 8-Mischungen die Eignungsprüfungen anhand der Mischungen A1 und A6 durchgeführt. Die in diesen Mischungen vorherrschenden Gesteine r_1 und n sind Vertreter der höchsten und niedrigsten Polierresistenz-Klasse und haben in etwa dasselbe spezifische Gewicht, sodass deren Eignungsatteste als Grundlage für die anderen Mischungen herangezogen werden können. Neben den Kennwerten am Marshallprobekörper wie Raumdichte, Marshalltrag- und Fließwert, Auffüllungsgrad und Hohlraumgehalt des Gesteinsgerüsts erfolgte die Optimierung vor allem hinsichtlich des Hohlraumgehalts. Im Zuge der Eignungsprüfung wurde die Bitumenzugabemenge so lange variiert, bis bei annähernd derselben Mischungszusammensetzung der Hohlraumgehalt für beide Mischungen innerhalb der erlaubten Grenzwerte nach der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] lag. Die etwas überhöhten Werte für den Auffüllungsgrad bzw. Hohlraumgehalt des Gesteinsgerüsts sind darauf zurückzuführen, dass das prinzipielle Hauptziel der Eignungsprüfung das Erreichen einer grobrauen Oberfläche war und nicht die strukturelle Bewertung der Asphaltmischung.

Wie die Ergebnisse am Marshallprobekörper aus der Eignungsprüfung zeigen (siehe Tab. 4-12), liegen beide Materialien bei einem Bindemittelanteil von 7 % innerhalb der zulässigen Werte. Da die restlichen Kennwerte der beiden Mischungen auch die Anforderungskriterien nach RVS erfüllen (siehe Tab. 4-12) und sich diese nur gering voneinander unterscheiden, ist auch für die verbleibenden nicht geprüften elf Mischungen von einem ähnlichen Eignungsattest auszugehen.

Tab. 4-12: Ergebnisse der Eignungsprüfung für die AB 8-Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm.

Eignungsprüfung	Mischung A1	Mischung A6
Gesteinsmaterial:	f, r _{1a} , r _{1a} , S ₅₁	f, n, n, S ₅₁
Korngrößenverteilung	entspr. Abb. 4-20	entspr. Abb. 4-20
Füller [M.-%]	8,8	8,8
Kornklasse 0/2 mm [M.-%]	33,7	33,7
Kornklasse 2/4 mm [M.-%]	20,9	20,9
Splitt 4/8 mm [M.-%]	36,6	36,6
Bindemittel:		
Sorte	B 50/70	B 50/70
Bindemittelgehalt [M.-%]	7,0	7,0
Dichte des Bitumens [g/cm ³]	1,02	1,02
Kennwerte am Marshallprobekörper:		
Rohdichte [g/cm ³]	2,509	2,515
Raumdichte [g/cm ³]	2,435	2,467
Hohlraumgehalt H _{bit} [Vol.-%]	2,79	2,0
Hohlraumgehalt-Gesteinsgerüst H _{M,bit} [Vol.-%]	19,5	18,8
Auffüllungsgrad HFB [%]	85,5	89,8
Marshall-Tragwert [kN]	9,8	11,7
Marshall-Fließwert [mm]	4,0	3,6

Bei der Mischgutkonzeption für den Splittmastixasphalt wurde ein ähnlich pragmatischer Weg wie beim AB 8 eingeschlagen. Da sich die SMA 8-Mischungen lediglich aus zwei verschiedenen Materialien, der Gesteinsart r_{1a} (Kersantit-Porphyr) und n (Dolomit 3), zusammensetzen und die Erfahrungen aus der Eignungsprüfung der AB 8-Mischungen vorlagen, erfolgte die Eignungsprüfung nur anhand der Mischung S1. Die Kennwerte am Marshallkörper sind in Tab. 4-13 angeführt.

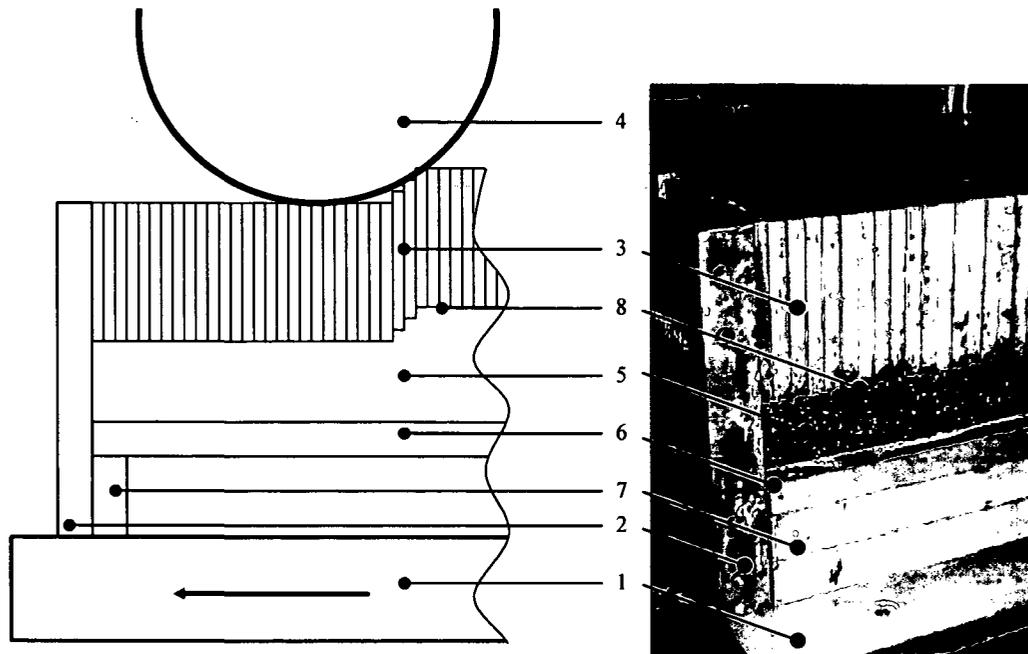
Tab. 4-13: Ergebnisse der Eignungsprüfung für die SMA 8-Mischungen mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm.

Eignungsprüfung	S1
Gesteinsmaterial:	f, n, n, s ₅₁
Korngrößenverteilung	entspr. Abb. 4-20
Füller [M.-%]	10,5
Kornklasse 0/2 mm [M.-%]	14,5
Kornklasse 2/4 mm [M.-%]	12,0
Splitt 4/8 mm [M.-%]	63,0
Bindemittel:	
Bindemittelsorte	PmB 50/90s
Bindemittelgehalt [M.-%]	7,0
Dichte des Bitumens [g/cm ³]	1,02
Kennwerte am Marshallprobekörper:	
Rohdichte [g/cm ³]	2,532
Raumdichte [g/cm ³]	2,442
Hohlraumgehalt H _{bit} [Vol.-%]	3,55
Hohlraumgehalt-Gesteinsgerüst H _{M,bit} [Vol.-%]	20,3
Auffüllungsgrad HFB [%]	82,5
Marshall-Tragwert [kN]	9,5
Marshall-Fließwert [mm]	5,6

Die Herstellung der 32 x 26 x 4 cm großen Asphaltprüfplatten erfolgte mit dem in der ÖNORM prEN 12697-33 [ONI, 1999] genormten Lamellenverdichter, bei dem die Verdichtung durch senkrechte Gleitplatten aus Metall erfolgt, die von einer Walze belastet werden (siehe Abb. 4-22). Dieses Verdichtungsgerät ermöglicht es, durch die Vorgabe der Höhe des Justierrahmens und die vorgegebenen Lamellenabmessungen Prüfplatten mit einer bestimmten Höhe bzw. einem bestimmten Volumen, d.h. mit einem bestimmten Verdichtungsgrad, herzustellen. Über die Kennwerte aus der Eignungsprüfung und das vorgegebene Verdichtungsvolumen wird die Masse der Mischguteinwaage im Hinblick auf den geforderten Verdichtungsgrad festgelegt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Verdichtungsgrad am unteren erlaubten Limit von 97 % (AB 8, SMA 8) angestrebt, um eine eher offene, grobraue Oberflächen-

struktur zu erhalten. Damit soll ebenso wie bei der Wahl einer eher größeren Sieblinie erreicht werden, dass die Auswirkungen der feinen Fraktionen im Hinblick auf das Griffigkeitsverhalten der Asphaltmischungen nicht überbewertet wurden.



- 1) *Platte, die sich in die Richtung des Pfeils bewegt*
- 2) *Formkasten, Innenabmessungen: 32 x 26 x 23 cm*
- 3) *Gleitplatten-Lamellen*
- 4) *Walze*
- 5) *Asphaltmischgut*
- 6) *Grundplatte*
- 7) *Justierahmen*
- 8) *Abdeckblech*

Abb. 4-22: Verdichtungsgerät für das Verfahren mit einer Walze und senkrechten Gleitplatten (Lamellenverdichter).

Das bei 150 °C bis 180 °C frisch hergestellte Asphaltmischgut wurde in den Formkasten des Lamellenverdichters eingebracht und gleichmäßig verteilt. Danach wurde das Mischgut mit einem dünnen Stahlblech ($d = 1 \text{ mm}$) abgedeckt und die Lamellen wurden einzeln auf dem Blech aneinander gereiht. Zu Beginn des Verdichtungsvorgangs, wurden die Lamellen über eine Belastungsrolle nach unten in den sich bewegenden Rahmen gedrückt, bis deren Oberkante mit der Oberkante des Formkastens plan abschloss (siehe Abb. 4-22). Der Verdichtungsvorgang endete nach etwa 70 s, als die Lamellen vollständig in den Formkasten gedrückt waren und somit

keine weitere Verdichtung mehr möglich war. Nach einer entsprechend langen Abkühlphase, die sich in Abhängigkeit von der vorherrschenden Raumtemperatur in der Größenordnung von 2 bis 4 Stunden bewegte, konnte die Asphaltprüfplatte ausgeschalt werden. Der detaillierte Herstellungsvorgang ist in Abb. 4-23 dargestellt.

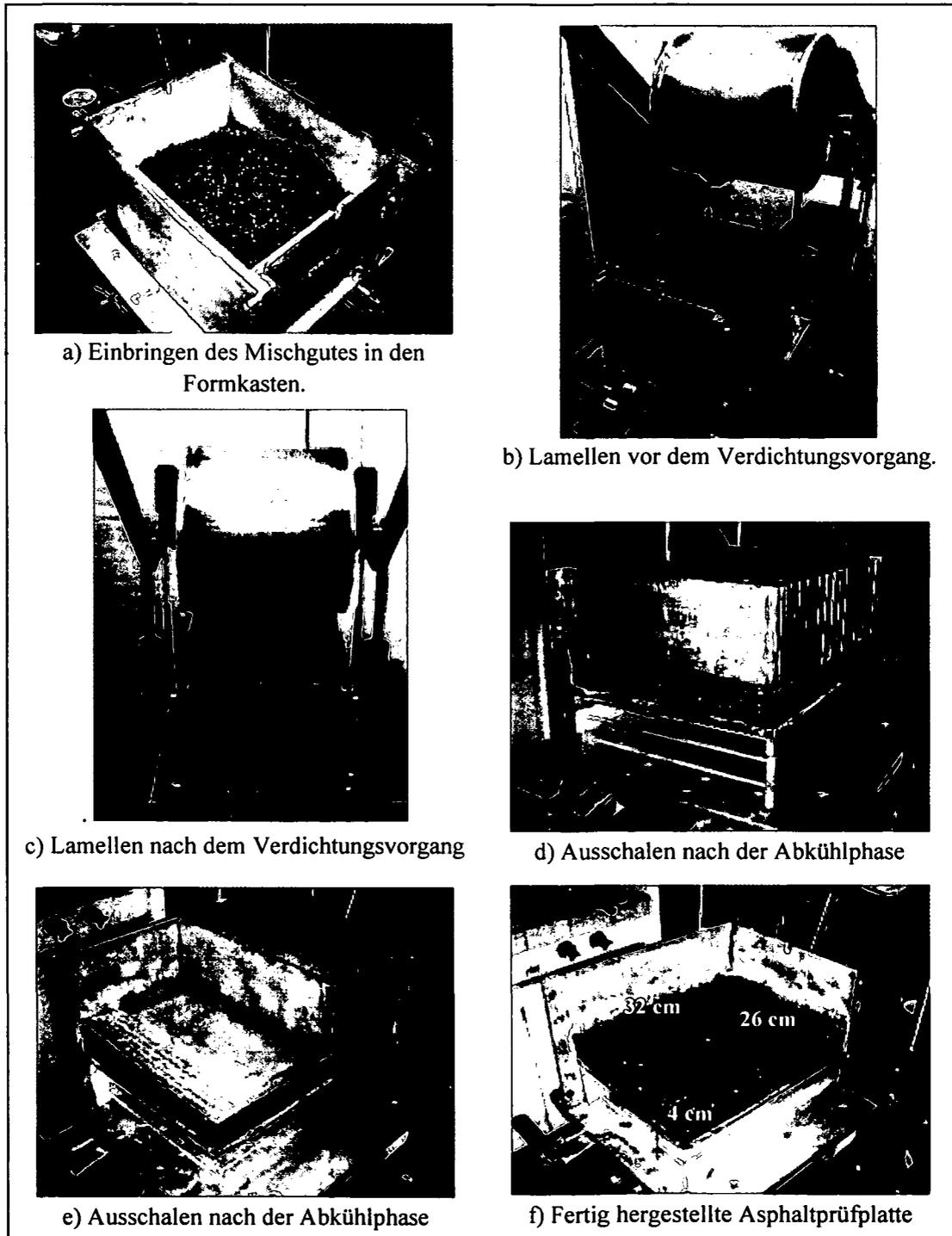


Abb. 4-23: Herstellungsvorgang der Asphaltprüfplatten im Lamellenverdichter (Fotos: Pfeiler).

Nachdem die Prüfplatten ausgeschalt und abgekühlt vorlagen, wurde je Platte ein Bohrkern mit einem Durchmesser $d = 20$ cm ausgebohrt. Die Bohrkern (h = 4 cm) wurden anschließend unter Wasser gelagert und danach entsprechend dem in der DIN 1996-7 [FGSV, 1992] genormten Tauchwägetverfahren ihre Raumdichte bestimmt. Der nach dem Ausbohren verbliebene Mantel der Prüfplatte wurde bei ca. 135 °C erwärmt und aus dem erwärmten Material Marshallprobekörper hergestellt sowie mittels Pyknometerversuch die Rohdichte des Mischgutes bestimmt.

Mit der vorliegenden Raumdichte der Bohrkern und der Marshallprobekörper wurde der zuvor angestrebte Verdichtungsgrad überprüft und bei abweichenden Ergebnissen, vor allem bei einem Verdichtungsgrad unter 97 %, der Bohrkern verworfen. Jene Bohrkern, welche den angestrebten Verdichtungsgrad erreichten, wurden nach der Tauchwägung der Polierprüfung zugeführt.

4.2.4.2 Durchführung der Asphaltpolierprüfung

Der Poliervorgang der Asphaltbohrkerne entspricht dem zuvor beschriebenen Poliervorgang der Sandprüfplatten. Er erfolgte ebenfalls durch die drei konischen radial angeordneten Gummi-Rollen der Wehner/Schulze-Poliermaschine (siehe Abb. 3-9 u. Abb. 3-11) bei einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 500 U/min sowie einer zusätzlichen vertikalen Auflast von 400 N.

Bei der Polierprüfung der Asphaltkerne war allerdings die durch den Verdichtungsprozess bedingte Oberfläche zu berücksichtigen. Durch den Verdichtungsprozess im Lamellenverdichter wurden Asphaltplatten hergestellt, deren Oberseite im Hinblick auf die Textur zwar realitätsnahe ausgebildet, jedoch nicht sehr eben war. Die Ursache dafür lässt sich durch den Verdichtungsprozess erklären. Hierbei werden nicht alle Lamellen gleichzeitig, sondern nacheinander in den Formkasten gedrückt. Dadurch kommt es trotz des eingelegten Abdeckbleches zu geringen Aufwölbungen des Mischgutes in den kleinen Zwischenräumen zwischen den vertikalen Lamellen, was zu einer leicht gerippten Oberfläche führt. Da diese Unebenheiten die Polierprüfung beeinflussen können, wurde die ebene Unterseite zur Prüfung herangezogen. Die Unterseite der Asphaltplatte war aufgrund der Schalungsbodenplatte sehr eben und somit ideal für die Polierprüfung geeignet.

DAMES et al. [1990] weisen darauf hin, dass Bindemittelanreicherungen auf der Oberseite der Polierprüfkörper zu vermeiden sind, da dadurch keine realistische Poliersimulation erzielt werden kann. Der Bitumenfilm führt zu einer vollständigen Umschließung des Splittkorns, sodass einerseits an seinen Kanten und Flächen keine Reibungskräfte aktiviert werden können und andererseits keine ausreichenden Rautiefen zwischen den größeren Mineralstoffkörnern entstehen. Es ist daher notwendig, vor dem Poliervorgang den Bindemittelfilm von der Oberfläche der Probekörper zu entfernen.

Anders als bei der Polierprüfung der Sandprüfplatten war somit eine spezielle Vorbereitung der Asphaltprüfplatten erforderlich.

DAMES et al. [1989b] und HUSCHEK et al. [2002a] empfehlen die Methode des vorsichtigen Sandstrahlens. Da im gegenständlichen Projekt befürchtet wurde, dass bei einem – wenn auch vorsichtigen – Sandstrahlen außer den Bindemittelanreicherungen auch ein erheblicher Anteil der feinen Mörtelkomponente entfernt werden könnte und der Einfluss der feinen Sandkörnungen auf das Griffigkeitsverhalten der Prüfoberfläche dadurch nicht mehr nachvollziehbar wäre, wurde nach einigen Vorversuchen ein anderer Weg gewählt. Die Entfernung des Bitumenüberschusses an der Prüfoberfläche erfolgte durch kreisende Wischbewegungen mit einem in Lösungsmittel getränkten Baumwolltuch. Das Abwischen des Bindemittels erfolgte solange, bis die Gesteinskomponente vollständig an der Oberfläche zum Vorschein trat. Danach wurden die Prüfkörper an der Luft für etwa 20 Stunden getrocknet, um ein Verflüchtigen des Lösungsmittels zu ermöglichen. Anschließend erfolgte die Polierprüfung.

Um sicher zu gehen, dass es bei diesem Verfahren nicht zum Herauslösen und Entfernen der feinen Mörtelkomponente kommt, wurden begleitend Wägungen durchgeführt. Anhand der Wägungs-Ergebnisse vor und nach der Oberflächenbehandlung konnte kein signifikanter Materialverlust festgestellt werden.

Wie bereits angeführt, erfolgte in Vorversuchen auch die Ermittlung einer geeigneten Feder für das Frictometer zur Erfassung der Griffigkeit. Ebenso wie bei der Ermittlung des Polierwertes der Sandprüfplatten wurde zur Ermittlung der Griffigkeit der Asphaltprüfkörper eine Feder mit einer Federsteifigkeit von $c = 0,00347 \text{ N/m}$ verwendet.

Die Griffigkeitsmessung zur Ermittlung des Gleitbeiwertes der Prüfoberfläche erfolgte ebenso bei den drei Umlaufgeschwindigkeiten 40, 60 und 80 km/h nach der Prüfkörperaufbereitung bzw. jeweils nach 30.000, 60.000 und 90.000 Überrollungen.

Aus denselben Überlegungen, wie sie bereits in Kapitel 4.2.3 angeführt sind, wurde zur Beurteilung der Griffigkeit der Asphaltoberflächen die maßgebende Messgeschwindigkeit mit 80 km/h festgelegt.

4.2.4.3 Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung

Die Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung, die mit den verschiedenen Asphaltmischungen (AB 8 und SMA 8) erzielt wurden, sind nachfolgend für die gewählte Standard-Messgeschwindigkeit von 80 km/h zusammengestellt.

In Tab. 4-14 sind die Gleitbeiwerte (Mittelwerte aus zwei bis vier Versuchswiederholungen) für die verschiedenen Stufen der Poliersimulation dargestellt. Abb.

4-24 zeigt an einigen ausgewählten Prüfkörpern die Entwicklung des Gleitbeiwerts in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen.

Es zeigt sich, dass vor allem bei jenen Proben, bei denen ein nicht polierresistenter Sand in der Kornklasse 0/2 mm verwendet wurde (A6 und A14), der größte Griffigkeitsabfall während der ersten Polierstufe (30.000 Überrollungen) aufgetreten ist. Der weitere Griffigkeitsverlauf ist relativ konstant abfallend und ändert sich zwischen der zweiten und dritten Polierstufe nur mehr sehr gering. Probe A3 (beide Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm mit polierresistentem Sand) zeigt einen relativ konstanten Abfall des Griffigkeitsniveaus mit zunehmender Polierbeanspruchung und erreicht am Ende einen vergleichsweise höheren Gleitbeiwert als die Proben A6 und A14.

Die SMA-Probe S4 zeigt nach der ersten Polierstufe einen Anstieg des Griffigkeitsniveaus, was auf den trotz Vorbehandlung anfangs noch vorhandenen Bindemittelfilm zurückzuführen sein dürfte. Erst danach nimmt das Griffigkeitsniveau ab, liegt aber generell über jenem von Asphaltbeton.

Tab. 4-14: Gleitbeiwerte (Mittelwerte) aus der Asphaltpolierprüfung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer bei 80 km/h nach 0, 30.000, 60.000 und 90.000 Überrollungen.

Rezeptur	Asphalt	Gesteinsmischung			Gleitbeiwert bei 80 km/h Verkehrssimulation (Überrollungen)			
		0/2	2/4	4/8	0	30.000	60.000	90.000
A1	AB 8	r _{1a}	r _{1a}	s ₅₁	0,49	0,46	0,47	0,45
A2	AB 8	r _{1b}	r _{1b}	s ₅₁	0,50	0,48	0,47	0,47
A3	AB 8	r ₂	r ₂	s ₅₁	0,49	0,48	0,45	0,44
A4	AB 8	r ₃	r ₃	s ₅₁	0,38	0,32	0,31	0,28
A5	AB 8	r ₄	r ₄	s ₅₁	0,33	0,32	0,28	0,27
A6	AB 8	n	n	s ₅₁	0,36	0,32	0,31	0,30
A7	AB 8	r _{1a}	n	s ₅₁	0,46	0,36	0,38	0,31
A8	AB 8	r _{1b}	n	s ₅₁	0,48	0,47	0,47	0,45
A9	AB 8	r ₂	n	s ₅₁	0,46	0,50	0,45	0,44
A10	AB 8	r ₃	n	s ₅₁	0,37	0,35	0,32	0,30
A11	AB 8	r ₄	n	s ₅₁	0,31	0,29	0,27	0,28
A12	AB 8	n	r _{1a}	s ₅₁	0,41	0,37	0,34	0,33
A13	AB 8	n	r _{1b}	s ₅₁	0,47	0,39	0,35	0,33
A14	AB 8	n	r ₂	s ₅₁	0,49	0,41	0,37	0,36
A15	AB 8	n	r ₃	s ₅₁	0,37	0,31	0,30	0,29
A16	AB 8	n	r ₄	s ₅₁	0,34	0,34	0,28	0,26
S1	SMA 8	n	n	s ₅₁	0,52	0,49	0,44	0,47
S2	SMA 8	n	r ₁	s ₅₁	0,53	0,54	0,58	0,51
S3	SMA 8	r ₁	n	s ₅₁	0,52	0,52	0,51	0,47
S4	SMA 8	r ₁	r ₁	s ₅₁	0,59	0,65	0,53	0,46

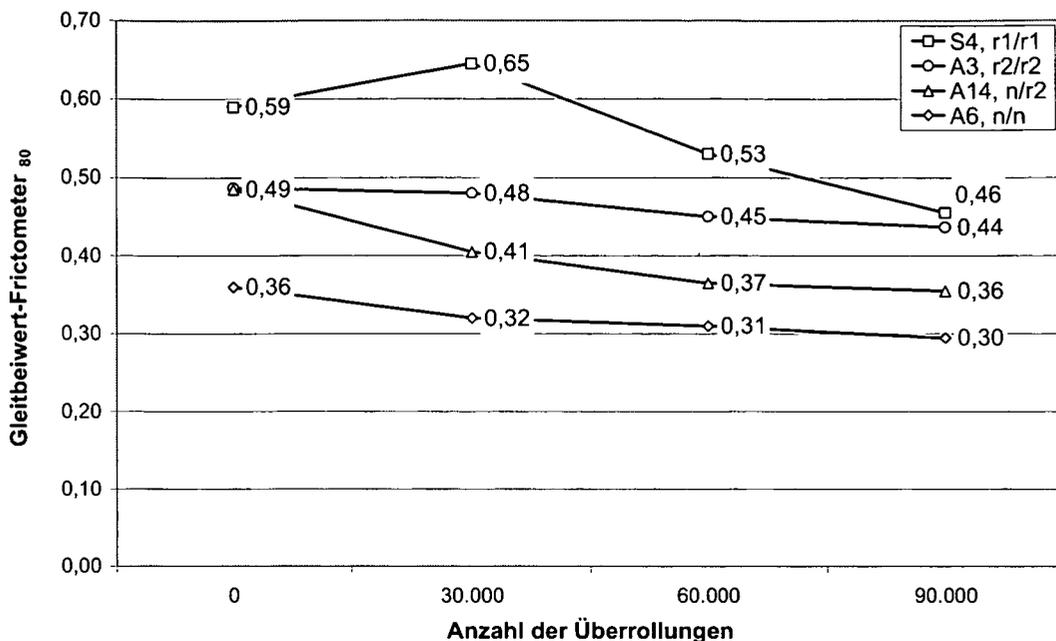


Abb. 4-24: Entwicklung des Gleitreibungsbeiwerts in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen, (Beispiele).

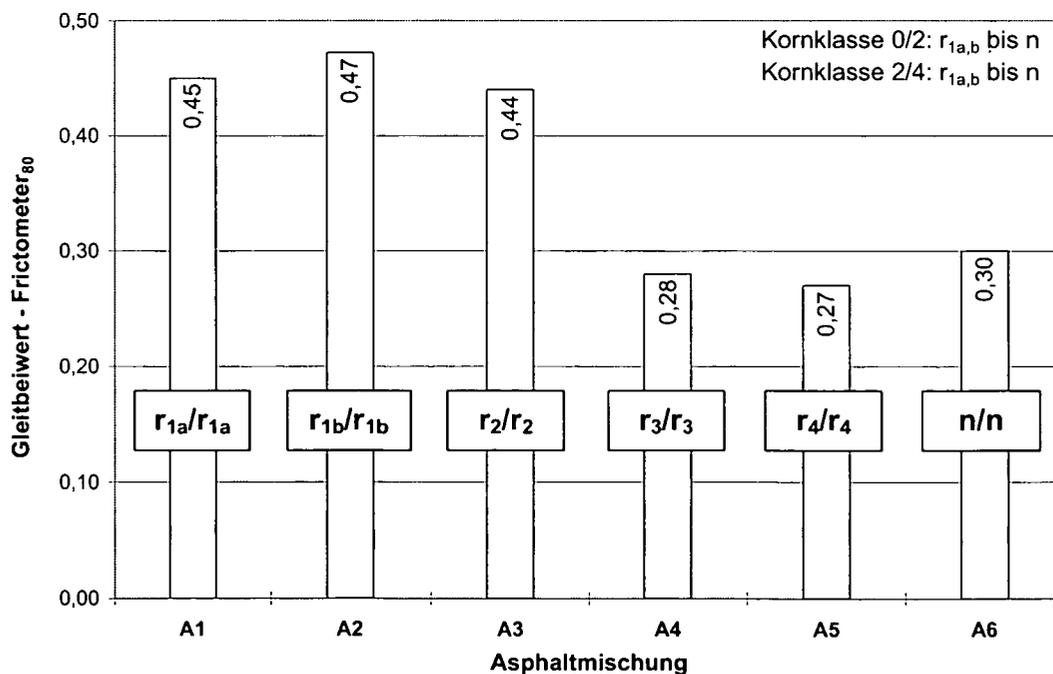


Abb. 4-25: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-1, Gleitwert-Frictometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, AB 8-Mischungen A1 bis A6 (gem. Tab. 4-10).

Das in Abb. 4-25 dargestellte Histogramm zeigt generell, dass die Verwendung eines polierresistenten Sandes in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm zu vergleichsweise deutlich besseren Griffigkeiten führt, als die Verwendung nicht polierresistenter Sande in diesem Kornbereich.

Allerdings kommt die deutliche Abstufung, die sich aus den Polierwerten der Sande ergibt (siehe Abb. 4-17) bei den Gleitbeiwerten der Asphaltproben nicht in gleicher Weise zum Ausdruck. Es zeigt sich nur ein deutlicher Niveauunterschied zwischen den Sanden mit hoher und sehr hoher Polierresistenz (A1 r_{1a}/r_{1a} , A2 r_{1b}/r_{1b} und A3 r_2/r_2) einerseits und den Sanden mit mittlerer und niedriger Polierresistenz (A4 r_3/r_3 und A5 r_4/r_4) sowie den nicht polierresistenten Sanden (A6 n/n) andererseits. Die letzten drei Proben liegen unter Berücksichtigung der Versuchsstreuung auf gleichem Niveau. Es ist somit die Aussage zulässig, dass sich erst ab einer gewissen höheren Polierresistenz-Klasse des Sandes auch eine positive Wirkung auf den Gleitbeiwert des Asphaltbetons einstellt. Mittel bis schlecht polierresistente Sande zeigen keine verbessernde Wirkung gegenüber nicht polierresistenten Sanden.

Die Ergebnisse in Abb. 4-25 entsprechen im Grundsatz den Erkenntnissen von DAMES et al. [1997, 2000a], die allerdings nur sehr polierresistente Sande (Diabasbrechsand) mit Kalkstein- oder Dolomitbrechsand verglichen haben.

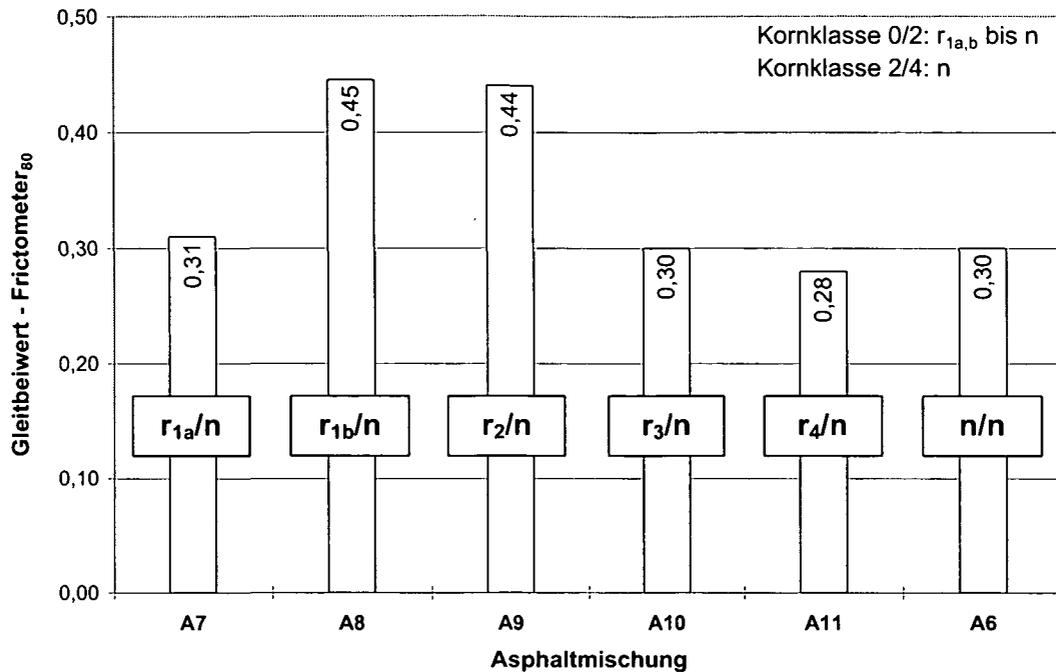


Abb. 4-26: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-1, Gleitbeiwert-Frictometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, AB 8-Mischungen A6 bis A11 (gem. Tab. 4-10).

In Abb. 4-26 sind die Ergebnisse für jene AB 8-Mischungen dargestellt, bei denen nur in der Kornklasse 0/2 mm die Sandqualität variiert wurde, während in der Kornklasse 2/4 mm stets nicht polierresistenter Sand zum Einsatz kam. Aus der Darstellung lässt sich ein der Abb. 4-25 entsprechender Trend ebenfalls ableiten. Die Mischungen mit mittel bis nicht polierresistenten Sanden (A10 r₃/n, A11 r₄/n, A6 n/n) weisen wieder Gleitbeiwerte in etwa gleicher Höhe auf, die sich auch nicht von den Werten jener Mischungen unterscheiden, bei denen die gesamte Kornklasse 0/4 mm aus dem gleichen Sandmaterial bestand (vergleiche Abb. 4-25 und Abb. 4-26). Insofern bestätigt sich, dass gering polierresistente Sande praktisch keinen Einfluss auf die Verbesserung der Griffigkeit haben. Für die Probe A8 (r_{1b}/n) mit sehr hoch polierresistentem und A9 (r₂/n) mit hoch polierresistentem Sand in Kornklasse 0/2 mm liegt der Gleitbeiwert gleich hoch wie jener bei Probe A2 (r_{1b}/r_{1b}) bzw. A3 (r₂/r₂), die polierresistenten Sand in der Kornklasse 0/4 mm aufweisen, und somit auf dem erwarteten Niveau.

Auffallend ist in Abb. 4-26 allerdings der niedrige Gleitbeiwert der Mischung mit dem sehr hoch polierresistenten Sand (A7 r_{1a}/n). Gerade bei dieser Probe wurden zusätzliche Versuche – insgesamt vier Einzelversuche – durchgeführt, um die nicht den Erwartungen entsprechenden Ergebnisse zu verifizieren. Die Einzelergebnisse lagen dabei in einem sehr geringen Schwankungsbereich, der ermittelte Gleitbeiwert blieb

jedoch auf einem sehr niedrigen, mit den Proben A10 (r_3/n), A11 (r_4/n) und A6 (n/n) vergleichbaren Niveau. Um hierfür eine Erklärung zu finden, wurde im Rahmen einer ergänzenden Untersuchung genauer auf die Mineralogie und den Verschleißwiderstand der verwendeten Gesteine eingegangen (siehe Kapitel 4.2.4.4).

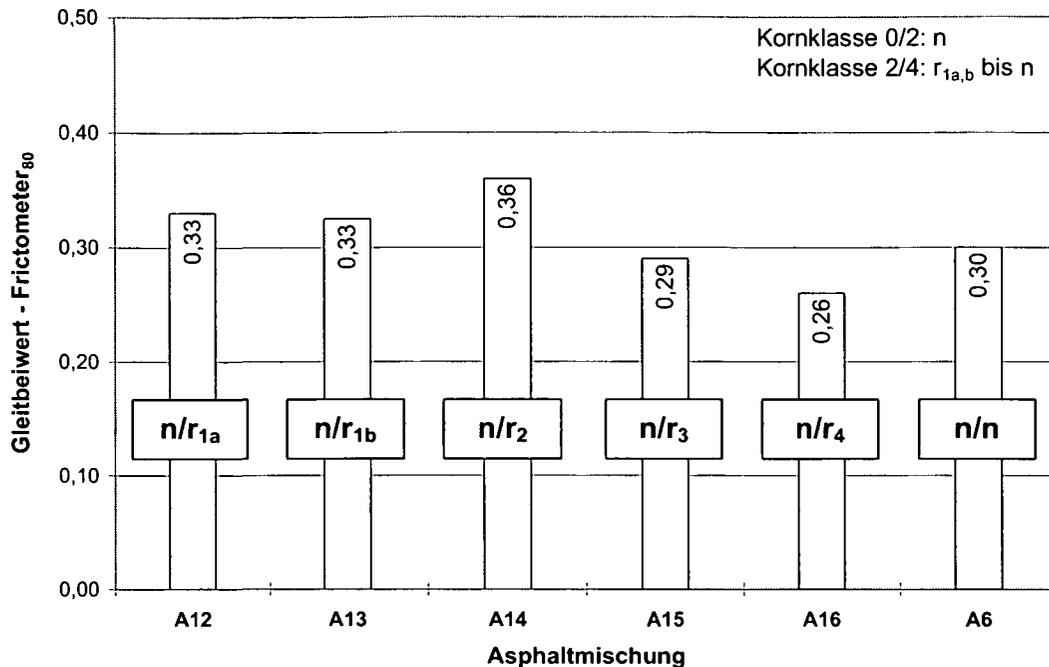


Abb. 4-27: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-1, Gleitbeiwert-Fricometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, AB 8-Mischungen A6 und A12 bis A16 (gem. Tab. 4-10).

Abb. 4-27 zeigt die Ergebnisse für jene AB 8-Mischungen, bei denen die Sandqualität nur in der Kornklasse 2/4 mm variiert wurde, während in der Kornklasse 0/2 mm stets nicht polierresistenter Sand zum Einsatz kam. Aus dieser Abbildung kann eine geringe Erhöhung des Gleitbeiwertes für die Proben mit den Sanden höherer Polierresistenz abgeleitet werden. Die Mischungen mit mittel bis nicht polierresistenten Sanden (A15 n/r_3 , A16 n/r_4 , A6 n/n) weisen wieder Gleitbeiwerte in etwa gleicher Höhe auf. Diese unterscheiden sich auch nicht von den Werten jener Mischungen, bei denen entweder die gesamte Kornklasse 0/4 mm aus dem gleichen Sandmaterial dieser Polierresistenz-Klasse bestand (siehe Abb. 4-25) oder nur in der Kornklasse 0/2 mm die Sandqualität variiert wurde (siehe Abb. 4-26). Die erzielten Gleitbeiwerte für die Mischungen mit den höher polierresistenten Sanden A12 (n/r_{1a}), A13 (n/r_{1b}) und A14 (n/r_2) liegen nicht wesentlich über dem Niveau der anderen Proben. Zieht man die Versuchsstreuung in Betracht, so kann tatsächlich nur mit großem Vorbehalt von einer

Griffigkeitserhöhung durch die höher polierresistenten Sande in der Kornklasse 2/4 mm gesprochen werden.

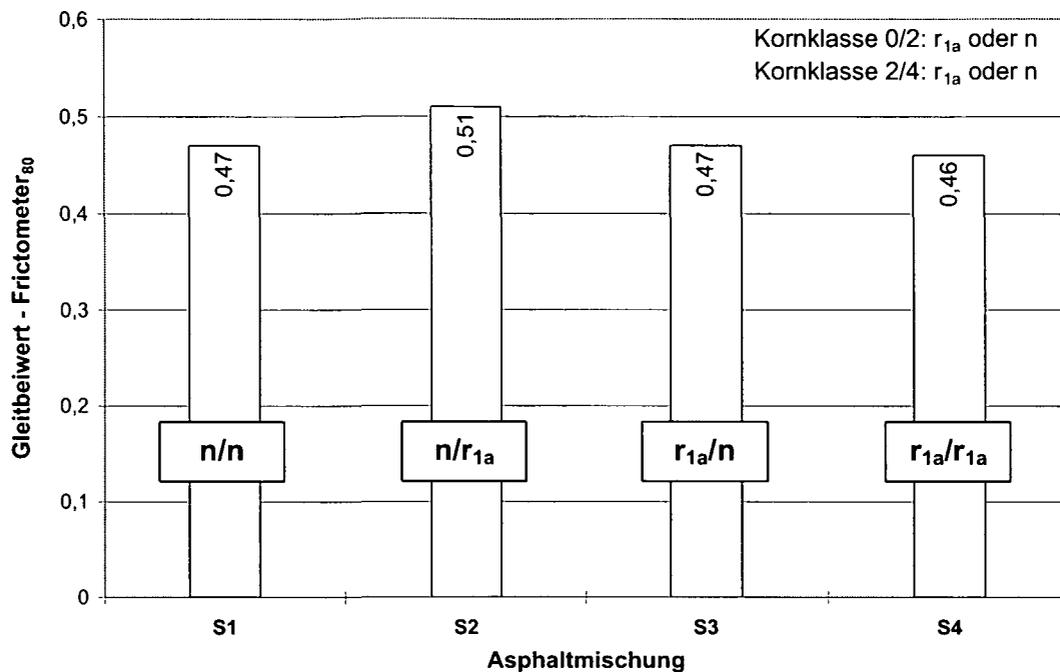


Abb. 4-28: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-1, Gleitbeiwert-Frictometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, SMA 8-Mischungen S1 bis S4 (gem. Tab. 4-11).

In Abb. 4-28 sind die Ergebnisse der Untersuchungen an den Proben mit Splittmastixasphalt SMA 8 dargestellt. Aus den wenigen Versuchen, die mit diesem Material durchgeführt wurden, kann generell kein Einfluss der feinen Kornfraktionen ≤ 4 mm auf die Erhöhung der Griffigkeit abgeleitet werden. Die Gleitbeiwerte aller Mischungen (S1 bis S4) bewegen sich auf etwa demselben Niveau, unabhängig von der Polierresistenz der verwendeten Sande. Diese Resultate sind, wie bereits früher ausgeführt, wegen der völlig anderen Sieblinienkonzeption des SMA plausibel und bestätigen auch die vergleichbaren Untersuchungen von DAMES et al. [1997].

Unbedingt anzumerken ist allerdings, dass der Gleitbeiwert bei allen untersuchten Mischungen, unabhängig von der Polierresistenz des verwendeten Sandes, sehr hoch liegt. Er entspricht stets den bei den AB 8-Mischungen nur mit den hoch polierresistenten Sanden erreichbaren Werten. Hier ist offensichtlich doch der hohe Splittanteil mit einem sehr guten PSV-Wert maßgebend.

4.2.4.4 Ergänzende Untersuchung zur Interpretation der Ergebnisse

Um die auffallend niedrigen Gleitbeiwerte der Mischung A7 (r_{1a}/n) (siehe Abb. 4-26) interpretieren zu können, wurde im Rahmen dieser ergänzenden Untersuchungen einerseits auf die Mineralogie der verwendeten Gesteine eingegangen, andererseits wurde der Verschleißwiderstand der Gesteine bestimmt, da die Prüfoberflächen während der Poliersimulation auch einer gewissen Abriebbeanspruchung ausgesetzt sind (siehe auch Ausführungen zu Abb. 4-32).

Zur Bestimmung des tatsächlichen Verschleißes während der Polierbeanspruchung in der Wehner/Schulze-Poliermaschine, wurde im Rahmen von Voruntersuchungen zunächst versucht, den auftretenden Masseverlust zu bestimmen. Hierzu wurden fünf Asphaltprüfplatten vor und nach der Polierbeanspruchung (90.000 Überrollungen) gewogen und der sich einstellende Masseverlust ermittelt. Der dabei ermittelte Masseverlust betrug zwischen 1 und 2 g (siehe Tab. 4-15), was bezogen auf die Gesamtmasse der Prüfplatte einigen 1/10-‰ entspricht. Ein Masseverlust in dieser Größenordnung wird als zu gering erachtet, um Aufschluss über den tatsächlichen Verschleiß gewinnen zu können.

Tab. 4-15: Ergebnisse der Vorversuche zur Ermittlung des Verschleißes.

Probe	Masseverlust [g]	Masseverlust [M.-%]
$r_2/r_2/s_{40}$ -PK1	1,7	0,06
$r_2/n/s_{40}$ -PK1	1,6	0,05
$n/r_2/s_{40}$ -PK1	1,8	0,06
$n/r_2/s_{40}$ -PK2	1,2	0,04
$r_{1b}/r_{1b}/s_{51}$ -PK1	1,0	0,03

Da die Ergebnisse der Vorversuche zu keinen brauchbaren Erkenntnissen führten, wurde in weiterer Folge zur Bestimmung des Verschleißwiderstandes auf eines der beiden, in Kapitel 3.4.3 angeführten Verfahren zurückgegriffen. Da bei dieser Überprüfung das Hauptaugenmerk den feinen Prüfkörnungen 0/2 mm und 2/4 mm galt, wurde auf ein modifiziertes Micro-Deval-Verfahren zurückgegriffen. Die Gerätekonfiguration des Micro-Deval-Verfahrens ermöglicht bei feinen Prüfkörnungen eine wesentlich präzisere Bestimmung des Rückstandes auf dem Analysensieb. Während beim Los-Angeles-Verfahren nach der Beanspruchung in der LA-Prüfmaschine lediglich der Rückstand auf dem 1,6 mm-Sieb erfasst werden kann, bleibt beim Micro-Deval-Gerät nach der Beanspruchung die komplette Einwaage erhalten und siebt diese auf dem 1,6 mm-Sieb ab. Da allerdings im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung die Bestimmung des Rückstandes der Prüfkörnungen 0/2 mm und 2/4 mm auf einem

0,05 mm-Sieb erforderlich war, wurde das Micro-Deval-Verfahren für die vorliegende Untersuchung ausgewählt. Das Los-Angeles-Verfahren ist für diese feinen Prüfkörnungen nicht konzipiert und würde nur zu sehr ungenauen Ergebnissen führen.

Das in der ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] geregelte Micro-Deval-Verfahren berücksichtigt allerdings ausschließlich die Prüfkörnung 10/14 mm. Da die Eigenschaften dieser Prüfkörnung mit der zu untersuchenden Körnung 0/2 mm und 2/4 mm nur bedingt vergleichbar sind, sind die gemäß ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] erzielbaren Micro-Deval-Werte auf diese feinen Prüfkörnungen nicht übertragbar.

Um die Kornklasse 0/2 mm wie auch die Kornklasse 2/4 mm prüfen zu können, musste deshalb das Verfahren in Bezug auf Reibmittelladung, Versuchsdauer, Art des Zusatzes und Versuchsablauf etwas modifiziert werden. Hierfür wurde auf die Erfahrungen des ÖFPZ Arsenal GmbH mit der Micro-Deval-Prüfsystematik zurückgegriffen.

Im Rahmen früherer Untersuchungen des ÖFPZ Arsenal GmbH zur Bestimmung des Mürbkorngehalts von Sand (Prüfkörnung: 0,1/2 mm) hat sich ein zweistufiges Micro-Deval-Verfahren mit einer zusammengesetzten Reibmittelladung als sehr zweckmäßig erwiesen [ÖFPZ Arsenal GmbH, 1999]. Dabei wurde die Reibmittelladung aus drei verschieden großen Kugelgrößen zusammengesetzt und das Prüfmaterial zweimal einer Beanspruchung im Micro-Deval-Gerät ausgesetzt. Durch den Vergleich der Ergebnisse aus der ersten und der zweiten Beanspruchungsstufe konnte ein eventuell vorhandener Mürbkorngehalt festgestellt werden. Ein hoher Mürbkorngehalt kann dann festgestellt werden, wenn sich der Micro-Deval-Koeffizient nach der ersten von jenem nach der zweiten Beanspruchungsstufe wesentlich unterscheidet.

Auch im Zuge der gegenständlichen Untersuchungen lässt sich ein zweistufiges Verfahren rechtfertigen. Wie bereits ausgeführt wurde, ist der Aufbereitungsprozess von Gesteinen in der Regel auf das Erreichen bestimmter Eigenschaften im groben Korngrößenbereich optimiert (Kornform, Kornoberfläche etc.), der Sand verbleibt dabei als Restprodukt. Um allerdings die eigentlichen Gesteinsparameter zu bestimmen, ist eine Kompensation der Auswirkungen des Aufbereitungsvorganges erforderlich. Die oben angeführte erste Beanspruchungsstufe dient dazu, die aufbereitungsbedingten Eigenschaften des „Restproduktes“ Sand zu eliminieren, um dann den eigentlichen Gesteinsparameter Verschleißwiderstand zu ermitteln.

Aus der alten internen Arbeitsanweisung zur Prüfung des Mürbkorngehaltes von Sand (0,1/2 mm) [ÖFPZ Arsenal GmbH, 1999] und der Arbeitsanweisung zur Bestimmung des Widerstandes gegen Verschleiß mit dem Micro-Deval-Versuch [AUGUSTIN et al., 1999], wurde in Zusammenarbeit mit Ao.Univ.Prof. W. Eppensteiner vom Institut für Ingenieurgeologie der TU Wien für das gegen-

ständige Versuchsprogramm eine Prüfanweisung zur Bestimmung des Verschleißwiderstandes von Sand abgeleitet.

Unter Berücksichtigung der geringen Korngröße wurde die Masse der Reibmittelladung auf die Hälfte (2500 ± 5) g reduziert und die Versuchsdauer mit 1.500 statt 12.000 Umdrehungen festgelegt. Die Prüfungen wurden außerdem ausschließlich trocken durchgeführt. Um den Mürbkorngehalt auszuschneiden, wurde nach der ersten Verschleißbeanspruchung die Messprobe ein zweites Mal der Beanspruchung im Micro-Deval-Gerät zugeführt. Für den zweiten Arbeitsschritt wurden aus der verbleibenden Messprobe eine Masse von (250 ± 2) g mit einer Reibmittelladung von (1250 ± 5) g in je eine Trommel gegeben und diese für 750 Umdrehungen einer Rotation ausgesetzt. Der nach dieser zweiten Beanspruchungsstufe erreichte Micro-Deval-Wert wird als Kennwert zur Beurteilung des Verschleißverhaltens während der Poliersimulation in der Wehner/Schulze-Maschine herangezogen.

4.2.4.4.1 Durchführung der Micro-Deval-Prüfung

Die Proben wurden gemäß der ÖNORM EN 1097-1 [ONI, 1996] ausgesiebt, gewaschen und bis zur Massenkonstanz bei (110 ± 5) °C getrocknet. Die Kornklasse 0,09/2mm wurde nach dem Trocknungsvorgang entsprechend der Sieblinie, die der Asphaltpolierprüfung zugrunde liegt (siehe Abb. 4-20), zusammengesetzt.

Für jede Kornklasse (0,09/2 mm und 2/4 mm) wurden je Trommel (500 ± 2) g eingewogen und mit einer wie folgt zusammengesetzten Reibmittelladung versehen:

- 9 Kugeln $\varnothing = 30$ mm = 975 g (+10 g; -50 g)
- 21 Kugeln $\varnothing = 18$ mm = 490 g (+10 g; -50 g)
- auf (2500 ± 5) g mit Kugeln $\varnothing = 10$ mm auffüllen

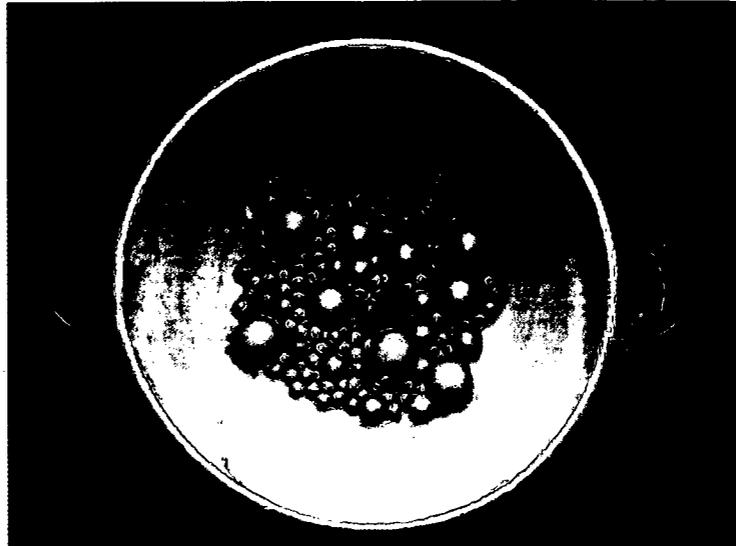


Abb. 4-29: Für die Bestimmung des Verschleißwiderstandes im Micro-Deval-Gerät verwendete Reibmittelladung (Foto: Pfeiler).

Da die Prüfungen ohne Zugabe von Wasser erfolgten, wurden nach der Einwaage die Zylinder staubdicht verschlossen und im Micro-Deval-Gerät eingespannt. Die 4 Trommeln wurden für 1.500 Umdrehungen in Rotation versetzt, nach der automatischen Beendigung des Versuchs vorsichtig geöffnet und auf einem 8 mm Schutzsieb entleert. Danach wurde das Prüfmaterial nass auf einem 0,05 mm-Sieb abgesiebt und der auf dem Sieb verbleibende Rest im Trockenschrank bei $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ bis zur Massenkonstanz getrocknet. Nach Wägung des getrockneten Rückstandes auf wurde der Micro-Deval-Koeffizient gemäß Gl. 4-5 berechnet.

$$M_{DE,I} = \frac{500 - m}{5} \quad \text{Gl. 4-5}$$

$M_{DE,I}$: modifizierter Micro-Deval-Koeffizient nach Beanspruchungsstufe I [%]

m : Masse des Siebrückstandes auf dem 0,05 mm Sieb [g]

In weiterer Folge wurde das bereits beanspruchte Material neuerlich zu einer Messprobe von (250 ± 2) g zusammengesetzt. Die beaufschlagte Reibmittelladung wurde ebenso wie die Messprobe auf die Hälfte ihrer Masse reduziert und setzte sich wie folgt zusammen:

- 5 Kugeln $\varnothing = 30$ mm = 542 g (+10 g; -50 g)
- 10 Kugeln $\varnothing = 18$ mm = 233 g (+10 g; -50 g)
- auf (1250 ± 5) g mit Kugeln $\varnothing = 10$ mm auffüllen

Die Prüfung erfolgte ebenfalls ohne Wasserzugabe und dauerte 750 Umdrehungen. Danach wurde das Prüfmaterial wieder auf einem 8 mm-Schutzsieb entleert und auf einem 0,05 mm-Sieb nass abgesiebt. Der Micro-Deval-Koeffizient wurde anschließend gemäß Gl. 4-6 berechnet.

$$M_{DE,II} = \frac{250 - m}{2,5} \quad \text{Gl. 4-6}$$

$M_{DE,II}$: modifizierter Micro-Deval-Koeffizient nach Beanspruchungsstufe II [%]

m : Masse des Siebrückstandes auf dem 0,05 mm Sieb [g]

4.2.4.4.2 Ergebnisse der Micro-Deval-Prüfung

Die Ergebnisse der Micro-Deval-Prüfung sind in Tab. 4-16 bzw. in Abb. 4-30 und Abb. 4-31 dargestellt. Der jeweils angegebene Micro-Deval-Koeffizient ist ein Mittelwert aus 4 Einzelprüfungen. Die Analyse der Ergebnisse erfolgt vor allem hinsichtlich der Bewertung der Sande r_{1a}-Kersantit und n-Dolomit 3, also jener beiden Sande, die in der Asphaltmischung A7 (r_{1a}/n) in Versuchsphase 3-1 zu zunächst unplausiblen Ergebnissen führten (siehe Abb. 4-26 und Abb. 4-34).

Tab. 4-16: Ergebnisse der Micro-Deval-Prüfung nach der ersten ($M_{DE,I}$) und der zweiten Beanspruchungsstufe ($M_{DE,II}$) für jene Sande, die in den Asphaltmischungen verwendet wurden.

Probe	$M_{DE,I}$ [M.-%]	$M_{DE,II}$ [M.-%]
r _{1a} - 0/2	14,1	6,8
r _{1b} - 0/2	12,3	4,7
r ₂ - 0/2	18,9	4,6
r ₃ - 0/2	23,2	8,2
r ₄ - 0/2	22,3	9,1
n - 0/2	18,7	7,4
r _{1a} - 2/4	10,0	2,9
r _{1b} - 2/4	11,2	4,1
r ₂ - 2/4	9,2	2,2
r ₃ - 2/4	13,9	4,4
r ₄ - 2/4	13,8	5,2
n - 2/4	14,6	3,6

$M_{DE,I}$: Micro-Deval-Koeffizient nach der ersten Beanspruchungsstufe

$M_{DE,II}$: Micro-Deval-Koeffizient nach der zweiten Beanspruchungsstufe

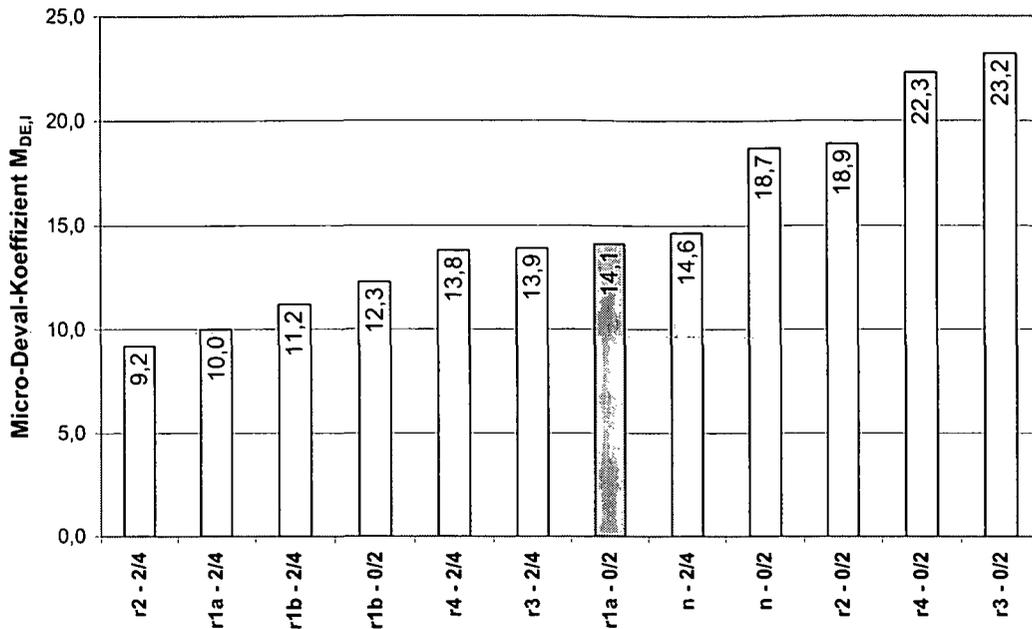


Abb. 4-30: Micro-Deval-Koeffizient der in den Asphaltmischungen verwendeten Sande nach der ersten Beanspruchungsstufe ($M_{DE,I}$).

Die Ergebnisse nach der ersten Beanspruchungsstufe (siehe Tab. 4-16 und Abb. 4-30) zeigen, dass der sehr hoch polierresistente Sand r_{1a} in der Kornklasse 0/2 mm (dunkler Balken in Abb. 4-30) und der nicht polierresistente Sand n in der Kornklasse 2/4 mm (hellgrauer Balken in Abb. 4-30) auf dem gleichen Niveau liegen. Der ebenfalls sehr hoch polierresistente Sand r_{1b} in der Kornklasse 0/2 mm weist ein geringfügig besseres Ergebnis auf, der hoch polierresistente Sand r_2 in dieser Kornklasse liegt allerdings bedeutend höher und weist somit nach der ersten Beanspruchungsstufe ein wesentlich schlechteres Verschleißverhalten auf.

Die geringen Gleitbeiwerte der Mischung A7 (r_{1a}/n) (siehe Abb. 4-26) können wie erwartet, anhand dieser Ergebnisse nicht geklärt werden, da der noch vorhandene Mürbkorngehalt einiger Materialien in dieser Beanspruchungsstufe einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis hat. Daher wird zur Beurteilung des Widerstandes der Sande gegen Verschleiß der Micro-Deval-Koeffizient nach der zweiten Beanspruchungsstufe herangezogen.

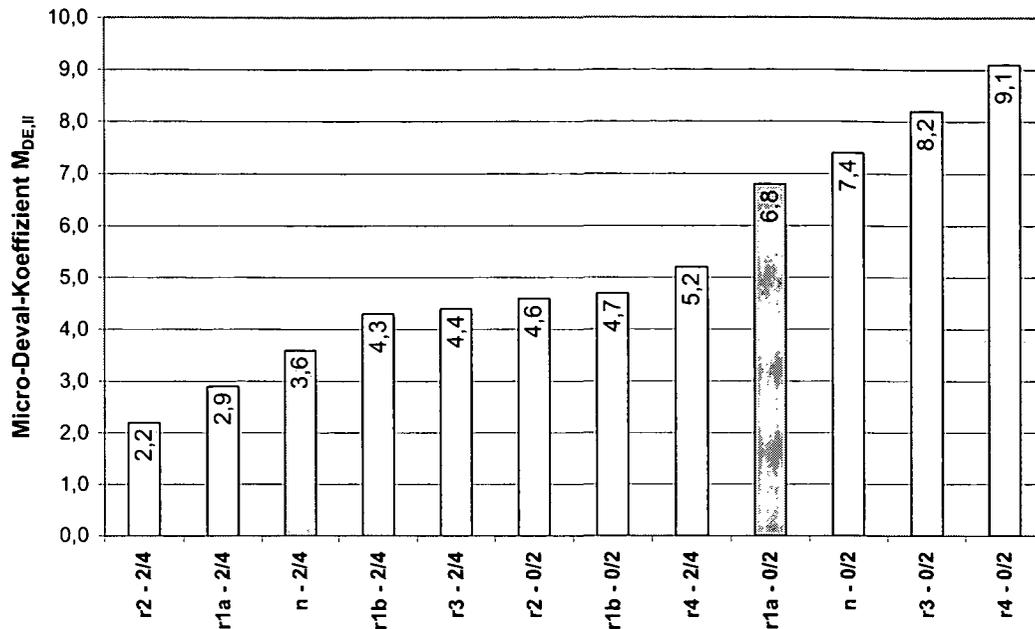


Abb. 4-31: Micro-Deval-Koeffizient der in den Asphaltmischungen verwendeten Sande nach der zweiten Beanspruchungsstufe ($M_{DE,II}$).

Anhand der Ergebnisse der zweiten Beanspruchungsstufe aus Tab. 4-16 und Abb. 4-31 lässt sich durchaus eine Erklärung für die sehr geringen Gleitbeiwerte der Asphaltmischung A7 (r_{1a}/n) (siehe Abb. 4-26) ableiten. Die in dieser Mischung verwendeten Sande sind in der Ergebnisdarstellung gemäß Abb. 4-31 durch einen dunklen (r_{1a} -Kersantit) und einen Balken grauen (n-Dolomit 3) gekennzeichnet.

Die Proben r_2 -2/4 und r_{1a} -2/4 bzw. n-2/4 (weiße bzw. hellgrauer Balken in Abb. 4-31) erzielen die besten Ergebnisse und weisen einen großen Widerstand gegen Verschleißbeanspruchung auf (siehe Abb. 4-31). Die Proben r_{1b} -2/4, r_3 -2/4, r_2 -0/2, r_{1b} -0/2 sowie r_4 -2/4 bleiben auf einem mittleren Niveau, die Proben r_{1a} -0/2 (dunkler Balken in Abb. 4-31), n-0/2, r_3 -0/2 und r_4 -0/2 erzielen zunehmend schlechtere Micro-Deval-Koeffizienten. Das schlechte Micro-Deval-Ergebnis der Prüfkörnung 0/2 mm des Sandes r_{1a} kann dabei anhand dessen Gesteinszusammensetzung erklärt werden. Betrachtet man die Mineralogie dieser Prüfkörnung, dann stellt man fest, dass der geprüfte Kersantit-Porphyrat teilweise Anreicherungen eines bei der Gewinnung von Ganggesteinen beibrechenden Marmors aufweist, was zu dem vergleichsweise schlechten Verschleißwiderstand führt. Der Marmoranteil in den feinen Teilfraktionen variiert allerdings von Probe zu Probe sehr stark. Die für die Sandpolieruntersuchung ausgesiebte Prüfkörnung 0,2/0,4 mm wies beispielsweise nahezu keinen Marmoranteil auf, weshalb an diesem Sand auch eine sehr gute Polierresistenz ermittelt wurde.

Berücksichtigt man nun die Ergebnisse der Micro-Deval-Prüfung, so zeigt sich, dass der nicht polierresistente Sand n in der Kornklasse 2/4 mm ein ausgezeichnetes

Verschleißverhalten, der sehr hoch polierresistente Sand r_{1a} in der Kornklasse 0/2 mm jedoch ein vergleichsweise schlechtes Verschleißverhalten aufweist (vergleiche grauer und dunkler Balken in Abb. 4-31). Auch die in den Asphaltuntersuchungen erzielten sehr guten Ergebnisse mit den Prüfplatten aus den Mischungen mit den Sanden r_{1b} bzw. r_2 in der Kornklasse 0/2 mm und dem Sand n in der Kornklasse 2/4 mm (siehe Mischung A8 und A9 in Abb. 4-26) lassen sich durch die erzielten Micro-Deval-Ergebnisse bestätigen. Die Micro-Deval-Koeffizienten der Proben $r_{1b-0/2}$ und $r_{2-0/2}$ liegen zwar geringfügig höher als jene der Probe $n-2/4$, jedoch wesentlich unter dem mit der Probe $r_{1a-0/2}$ erreichten Niveau. Der Einfluss des größeren Verschleißwiderstandes des Sandes n in der Kornklasse 2/4 mm wirkt sich bei gleichzeitiger Verwendung des Sandes r_{1b} oder r_2 in der Kornklasse 0/2 mm deshalb bedeutend geringer auf die Griffigkeit aus, als bei Verwendung des Sandes r_{1a} in dieser Kornklasse.

Bei gleichzeitiger Verwendung der Sande r_{1a} in Kornklasse 0/2 mm und n in Kornklasse 2/4 mm, wie dies bei der Mischung A7 (siehe Abb. 4-26) der Fall ist, hat der unterschiedliche Verschleißwiderstand einen großen Einfluss auf die Griffigkeit. Am deutlichsten lässt sich dies anhand der schematischen Darstellung in Abb. 4-32 erklären. Nach einer genauen Überprüfung der polierten Prüfoberfläche konnte festgestellt werden, dass die für die aktivierbare Reibung wirksame Prüfoberfläche bei den Proben der Mischung A7 r_{1a}/n fast ausschließlich aus Körnern der Kornklasse 2/4 mm des nicht polierresistenten, jedoch verschleißfesten Sandes n besteht (siehe Abb. 4-32). Der Sand r_{1a} in der Kornklasse 0/2 mm nützt sich während der Polierbeanspruchung schneller ab als der Sand n in der Kornklasse 2/4 mm, weshalb an der Oberfläche neben den Splittkörnern der Kornklasse 4/8 mm lediglich die nicht polierresistenten Einzelkörner der Kornklasse 2/4 mm verbleiben.

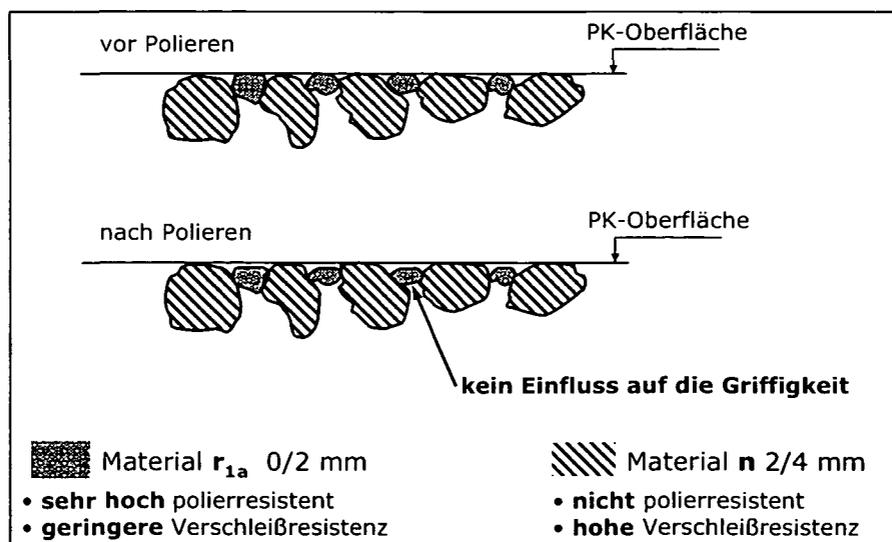


Abb. 4-32: Schematische Darstellung der Prüfoberfläche vor bzw. nach erfolgtem Poliervorgang.

Die Ergebnisse der Verschleißwiderstands-Untersuchung zeigen auf, dass es während der Poliersimulation in der Wehner/Schulze-Poliermaschine neben der Polierbeanspruchung auch zu einer Verschleißbeanspruchung kommt. Für eine umfassende Beurteilung des Sandeinflusses auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt ist also die Berücksichtigung des Verschleißwiderstandes wesentlich. Durch die Verwendung eines gering polierresistenten Splittkorns mit großem Verschleißwiderstand könnte der griffigkeitserhöhende Einfluss eines polierresistenten Sandes mit geringem Verschleißwiderstand aufgehoben werden, womit der Einsatz solcher Sande zwecklos wäre. Eine Abstimmung der beiden Gesteinseigenschaften ist somit empfehlenswert, um eine bestmögliche griffigkeitserhöhende Wirkung zu erzielen. Um diese Erkenntnisse optimal in die Praxis umzusetzen, wäre es daher sinnvoll wenn für beide Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm dasselbe hoch polierresistente Material verwendet wird. Bestätigt wird dies auch durch die Ergebnisse jener Asphaltmischungen, die im Korngrößenbereich 0/4 mm aus demselben Material bestehen (siehe Abb. 4-25).

4.2.4.5 Zusammenfassung – Asphaltprüfung Phase 3-1

Fasst man die vorliegenden Versuchsergebnisse der Asphaltprüfung Teil I mit den verschiedenen Asphaltmischungen (AB 8 und SMA 8; mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm) zusammen, lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

Es wurde nachgewiesen, dass polierresistenter Sand der Polierresistenz-Klassen r_1 und r_2 dann zu einer Verbesserung der Griffigkeit von Asphaltbeton führt, wenn dieser sowohl in der Kornklasse 0/2 mm als auch in der Kornklasse 2/4 mm verwendet wird. Dies zeigt besonders der Vergleich der mit diesen Mischungen (A1 r_{1a}/r_{1a} , A2 r_{1b}/r_{1b} und A3 r_2/r_2) erzielten Gleitbeiwerte mit jenem der Mischung A6, also jener, die zwar den Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II (Splittkorn 4/8 mm mit PSV = 50) entspricht (siehe Abb. 4-33), aber keinen polierresistenten Sand enthält.

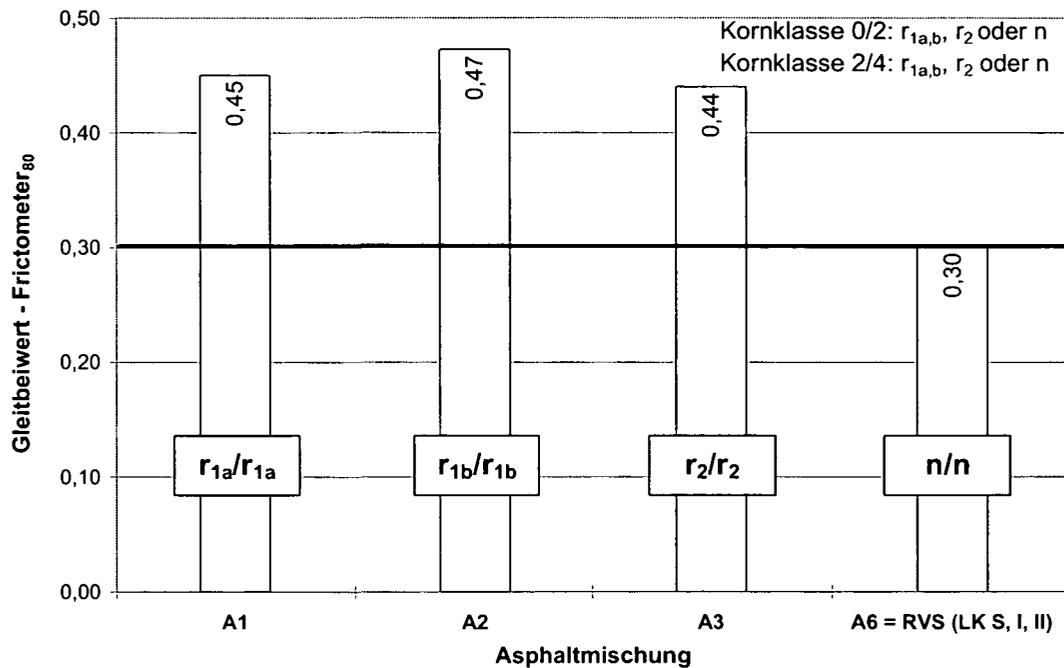


Abb. 4-33: Vergleich der Gleitbeiwerte-Frictometer von AB 8-Mischungen (A1, A2 und A3) mit polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/4 mm und jenem der Asphaltmischung (A6), die den Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II entspricht (Splittkorn 4/8 mm: PSV = 51).

Werden sehr hoch und hoch polierresistente Sande (r_1 und r_2) nur in der Kornklasse 0/2 mm verwendet, ist ebenfalls ein positiver Einfluss auf das Griffigkeitsverhalten eines AB 8 nachweisbar. In Abb. 4-34 sind jene Mischungen dargestellt, die in der Kornklasse 0/2 mm aus polierresistentem Sand bestehen und in der Kornklasse 2/4 mm nicht polierresistentes Material aufweisen. Vergleichend dazu ist wieder jene Mischung (siehe rechter Balken in Abb. 4-34) angeführt, die den derzeitigen Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II entspricht. Die Mischungen A8 (r_{1b}/n) und A9 (r_2/n) erzielen ähnliche Gleitbeiwerte wie jene mit polierresistentem Material in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm (siehe Abb. 4-33) und liegen somit über dem Niveau, das mit der RVS-konformen Mischung (A6 n/n) erreicht wird.

Die verwendeten Sande $r_{1b-0/2}$ und $r_{2-0/2}$ weisen zudem einen ähnlich guten Verschleißwiderstand auf wie der nicht polierresistente Sand n in der Kornklasse 2/4 mm (siehe Abb. 4-31). Die verschiedenen Materialien nützen sich daher gleich stark ab, weshalb auch die Polierresistenz des verwendeten Sandes das Griffigkeitsverhalten des Asphalts mitbestimmt.

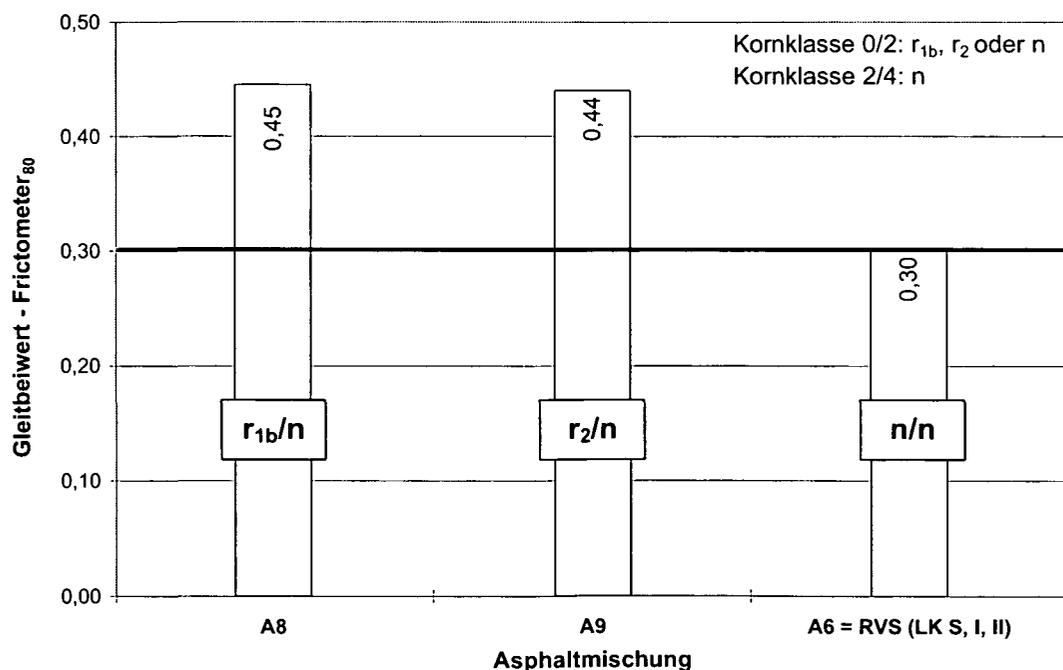


Abb. 4-34: Vergleich der Gleitbeiwerte-Frictometer von AB 8-Mischungen (A8 und A9) mit polierresistentem Sand ausschließlich in der Kornklasse 0/2 mm und jenem der Asphaltemischung (A6), die den Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II entspricht (Splittkorn 4/8 mm: PSV = 51).

Der Einsatz sehr hoch und hoch polierresistenter Gesteine ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm zeigt keinen signifikanten Einfluss auf die Griffigkeit von Asphaltbeton (siehe Abb. 4-35). Die mit den Mischungen A12 (n/r_{1a}), A13 (n/r_{1b}) und A14 (n/r_2) erzielten Gleitbeiwerte sind nur geringfügig höher als der Gleitbeiwert der Referenzmischung A6 (n/n). Der griffigkeitserhöhende Einfluss ist demnach sehr gering und weicht nur unwesentlich von der Größenordnung der Versuchsstreuung ab.

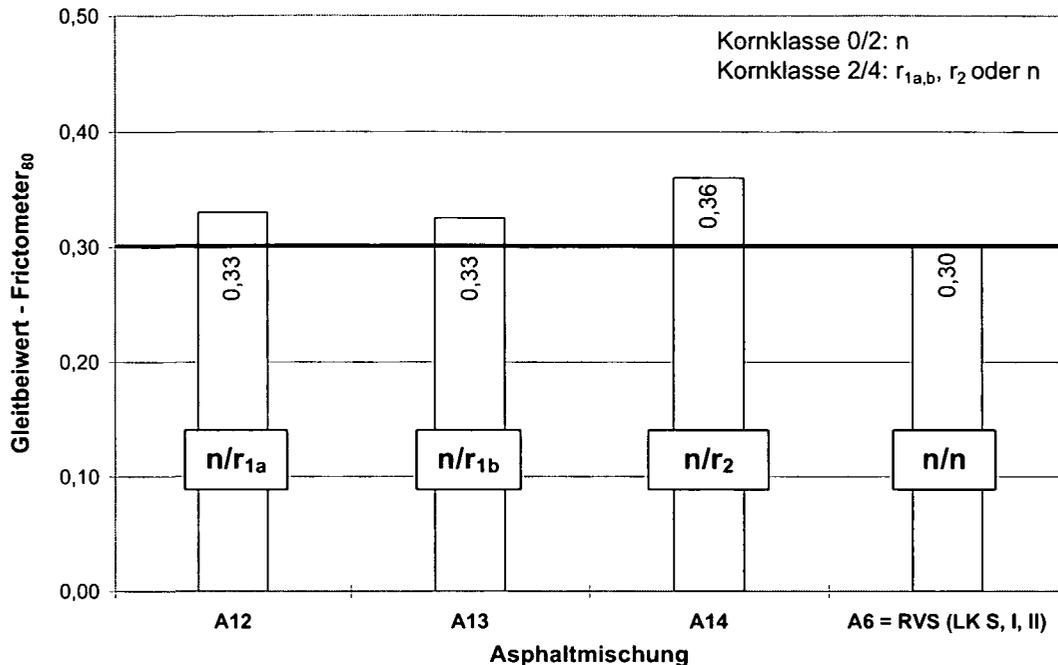


Abb. 4-35: Vergleich der Gleitbeiwerte-Frictometer von AB 8-Mischungen (A12, A13 und A14) mit polierresistentem Gestein ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm und jenem der Asphaltemischung (A6), die den Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II entspricht (Splittkorn 4/8 mm: PSV = 51).

Die Verwendung mittlerer und gering polierresistenter Sande (r_3 , r_4) in der Kornklasse 0/2 mm und/oder 2/4 mm führt zu keiner Erhöhung der Griffigkeit von Asphaltbeton. Die mit den Mischungen A4 (r_3/r_3), A10 (r_3/n), A15 (n/r_3), A5 (r_4/r_4), A11 (r_4/n) und A16 (n/r_4) erreichten Gleitbeiwerte liegen auf ähnlichem Niveau wie jener der Referenzmischung ohne polierresistentem Sand (siehe Mischung A6 in Abb. 4-36).

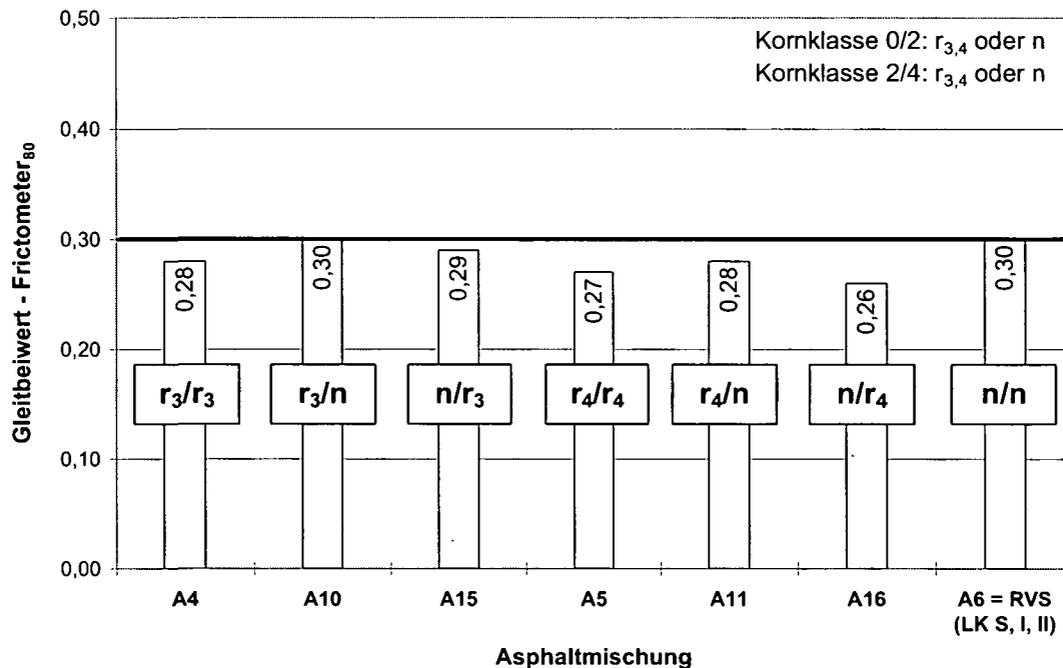


Abb. 4-36: Vergleich der Gleitbeiwerte von AB 8-Mischungen (A4, A5, A10, A11, A15 und A16) mit mittel oder gering polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/2 mm und/oder 2/4 mm und jenem der Asphaltmischung A6, die den Anforderungen der RVS für die Lastklassen S, I und II entspricht (Splittkorn 4/8 mm: PSV = 51).

Ein Einfluss des Sandes auf die Griffigkeit von Splittmastixasphalt (SMA 8) ist nicht nachweisbar. Die mit den verschiedenen Mischungen erzielten Gleitbeiwerte liegen alle auf dem gleichen, sehr hohen Niveau (siehe Abb. 4-37). Dieses Niveau wird nur von jenen AB 8-Mischungen erreicht, die in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm ausschließlich hoch polierresistenten Sand aufwiesen. Diese Resultate für die Splittmastixasphaltmischungen sind wegen deren völlig anderen Sieblinienkonzeption plausibel und bestätigen auch die vergleichbaren Untersuchungen von DAMES et al. [1997].

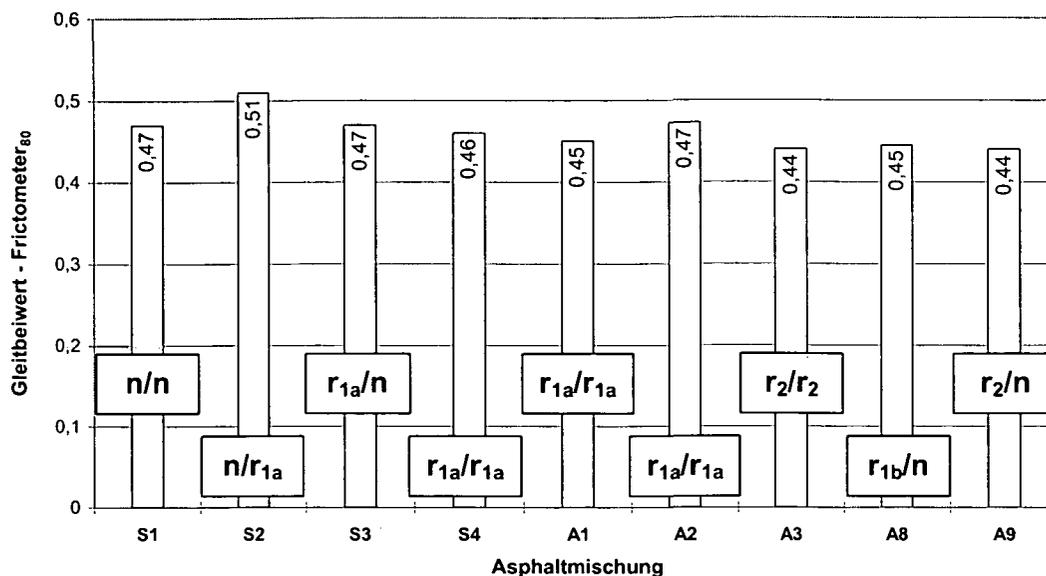


Abb. 4-37: Vergleich der Gleitbeiwerte von SMA 8-Mischungen (S1 bis S4) mit sehr hoch polierresistentem Sand (r_{1a}) und nicht polierresistentem Sand (n) in der Kornklasse 0/2 mm und/oder 2/4 mm und jenen der AB 8-Mischungen (A1, A2, A3, A8 und A9), die in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm ausschließlich aus polierresistentem Gestein bestehen.

4.2.5 Phase 3-2: Asphaltmischungen mit gering polierresistentem Splittkorn

Die bisher beschriebenen Untersuchungen erfolgten an Asphaltmischungen (AB 8 und SMA 8), bei denen im Bereich 4/8 mm ausschließlich bekannt polierresistentes Material mit einem PSV = 51 verwendet wurde. Diese Mischungszusammensetzungen sind gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] für den Einsatz im höherrangigen Straßennetz (Lastklassen S, I und II) zulässig. Bisher unbeantwortet bleibt die Frage, in welchem Ausmaß eine Verbesserung der Griffigkeit von Asphalt durch den Einsatz polierresistenter Sande im Bereich 0/4 mm zu erzielen ist, wenn das verwendete Splittkorn 4/8 mm einen niedrigen PSV-Wert aufweist, wie dies für das Straßennetz der Lastklassen III, IV und V zulässig ist.

Die geringeren Anforderungen an den PSV-Wert für Straßen der Lastklassen III, IV und V lassen sich einerseits durch die geringere Verkehrsbelastung und die damit verbundene geringere Polierbeanspruchung der Straßenoberfläche rechtfertigen. Andererseits ist gerade im untergeordneten Straßennetz aufgrund der engeren Kurvenradien, der größeren zulässigen Längsneigung und der geringeren Anhaltesichtweiten die Griffigkeit ein wesentlicher Parameter zur Gewährleistung der erforderlichen Verkehrssicherheit. Berücksichtigt man die bereits vorhandenen Ergebnisse aus Versuchsphase 3-1, die den eindeutigen Einfluss polierresistenter Sande auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt aufzeigen, besteht eventuell die Möglichkeit

die Griffigkeit im untergeordneten Straßennetz auf recht einfache Weise zu erhöhen, ohne die bestehenden Anforderungen an den PSV-Wert für die Splitte zu verändern. Möglich wäre dies dann, wenn sich beweisen lässt, dass ein polierresistenter Sand den Einfluss eines geringeren PSV-Wertes kompensieren kann.

Um dies zu untersuchen bzw. zu verifizieren, werden in dieser Versuchsphase weitere Asphaltmischungen (AB 8 und SMA 8) hergestellt. Dabei wird für den Splittkornbereich 4/8 mm ein gering polierresistentes Dolomitgestein mit einem PSV-Wert von 40 gewählt, wie es gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] für Asphaltdeckschichten in den Lastklassen IV und V zulässig ist.

4.2.5.1 Herstellung der Asphaltmischungen

Im Rahmen dieser Versuchsphase wurden verschiedene AB 8- (siehe A17 bis A20 in Tab. 4-17) und SMA 8-Mischung (siehe S5 und S6 in Tab. 4-17) untersucht. Das Korngerüst der AB 8-Mischungen A17 und A20 bestand dabei in den beiden Kornklassen 0,09/2 mm und 2/4 mm aus jeweils dem gleichen Sand der Polierresistenzklasse r_2 (Diabas 1) bzw. n (Dolomit 3). Zur Ermittlung des getrennten Einflusses der Kornklassen 0,09/2 mm bzw. 2/4 mm wurden die zwei Sande der Polierresistenzklassen r_2 und n in diesen beiden Kornklassen variiert, sodass zwei weitere AB 8-Mischungen (A18 und A19) entstanden. Die Füllerkomponente f (0/0,09 mm, Bad Deutsch Altenburg, als häufig eingesetzter Fremdfüller) sowie die Splittkomponente s_{40} (4/8 mm, Dolomitgestein mit PSV = 40) wurden für alle Mischungen beibehalten.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Kombinationen wurden daher 4 unterschiedliche AB 8-Mischungen (siehe Tab. 4-17) festgelegt, mit welchen je drei Prüfplatten mit möglichst gleicher Makrorauheit hergestellt wurden.

Darüber hinaus wurden zwei Splittmastixasphalt-Mischungen (SMA 8) untersucht, um die Ergebnisse mit Splittmastixasphalt aus Versuchsphase 3-1 zu ergänzen. Für diese Mischungen wurde ebenfalls für den Korngrößenbereich 4/8 mm die gering polierresistente Splittkomponente s_{40} (Dolomitgestein mit PSV = 40) ausgewählt. Im Füllerbereich wurde wie bei allen untersuchten Mischungen der Fremdfüller aus Bad Deutsch Altenburg verwendet. In der Kornklasse 0/2 mm und 2/4 mm wurde bei einer Mischung ausschließlich der hoch polierresistente Sand r_2 (Diabas 1) und bei der zweiten Mischung der nicht polierresistente Sand n (Dolomit 3) eingesetzt.

Tab. 4-17: Die in der Versuchsphase 3-2 hergestellten Asphaltmischungen für einen AB 8 bzw. SMA 8 mit gering polierresistentem Splittkorn.

Nr.	Füller	0/2 mm	2/4 mm	4/8 mm
A17	f, fix	r ₂	r ₂	s ₄₀ , fix
A18	f, fix	r ₂	n	s ₄₀ , fix
A19	f, fix	n	r ₂	s ₄₀ , fix
A20	f, fix	n	n	s ₄₀ , fix
S5	f, fix	r ₂	r ₂	s ₄₀ , fix
S6	f, fix	n	n	s ₄₀ , fix

f: Füller, Bad Deutsch Altenburg

s₄₀: Splitt, PSV = 40

r₂: polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

n: nicht polierresistenter Sand entspr. Tab. 4-7

Die Eignungsprüfung für das Asphaltmischgut erfolgte an Marshallprobekörpern, wobei wie für die Asphaltmischungen der Versuchsphase 3-1 eine eher grobkörnigere Sieblinie gemäß Abb. 4-20 ausgewählt wurde. Dabei erfolgte eine Optimierung neben den Kennwerten am Marshallprobekörper wie Raumdichte, Marshalltrag- und Fließwert, Auffüllungsgrad und Hohlraumgehalt des Gesteinsgerüsts vor allem hinsichtlich des Hohlraumgehalts. Im Zuge der Eignungsprüfung wurde die Bitumenzugabemenge solange variiert, bis der Hohlraumgehalt für die jeweilige Mischung innerhalb der erlaubten Grenzwerte nach der RVS 8S.01.41 [FSV, 2001] lag. Die etwas überhöhten Werte für den Auffüllungsgrad bzw. Hohlraumgehalt des Gesteinsgerüsts sind auf die Wahl der eher grobkörnigeren Korngrößenverteilung (siehe Abb. 4-20) zurück zu führen. Diese wurde deshalb ausgewählt, um auch hier den Einfluss des Sandes nicht über zu bewerten.

Die Ergebnisse am Marshallkörper aus der Eignungsprüfung sind in Tab. 4-18 angeführt.

Tab. 4-18: Ergebnisse der Eignungsprüfung der AB 8-Mischungen A17 bis A20.

Eignungsprüfung	A17	A18	A19	A20
Gesteinsmaterial:	f, r ₂ , r ₂ , s	f, r ₂ , n, s	f, n, r ₂ , s	f, n, n, s
Korngrößenverteilung	entspr. Abb. 4-20	entspr. Abb. 4-20	entspr. Abb. 4-20	entspr. Abb. 4-20
Füller [M.-%]	8,8	8,8	8,8	8,8
Kornklasse 0/2 [M.-%]	33,7	33,7	33,7	33,7
Kornklasse 2/4 [M.-%]	20,9	20,9	20,9	20,9
Splitt 4/8 [M.-%]	36,6	36,6	36,6	36,6
Bindemittel:				
Sorte	B 50/70	B 50/70	B 50/70	B 50/70
Bindemittelgehalt [M.-%]	6,8	6,0	7,0	6,0
Dichte des Bitumens [g/cm ³]	1,02	1,02	1,02	1,02
Kennwerte am Marshallprobekörper:				
Rohdichte [g/cm ³]	2,598	2,610	2,562	2,579
Raumdichte [g/cm ³]	2,547	2,505	2,499	2,509
Hohlraumgehalt H _{bit} [Vol.-%]	2,20	2,95	2,35	2,93
Hohlraumgehalt-Gesteinsgerüst H _{M,bit} [Vol.-%]	19,0	19,4	20,9	17,4
Auffüllungsgrad HFB [%]	88,4	73,0	87,9	83,3
Marshall-Tragwert [kN]	10,2	10,5	9,9	9,9
Marshall-Fließwert [mm]	2,8	3,2	3,8	4,0

Den Splittmastixasphalt-Mischungen S5 und S6 wurde dieselbe Korngrößenverteilung zugrunde gelegt, wie sie bereits für die SMA 8-Mischungen in Versuchsphase 3-1 ausgewählt wurde (siehe Abb. 4-21). Als Grundlage zur Herstellung des Mischguts diente das Ergebnis der Eignungsprüfung aus Tab. 4-13.

Die Herstellung der Asphaltprüfkörper erfolgte ebenso wie in Versuchsphase 3-1 mit dem Lamellenverdichter (siehe Abb. 4-22 u. Abb. 4-23). Für den Verdichtungsgrad wurde wieder das untere erlaubte Limit von 97 % angestrebt, um eine offene grobraue Oberflächenstruktur zu erhalten. Dadurch soll der Einfluss der feineren Fraktionen im Hinblick auf das Griffigkeitsverhalten der Asphaltmischungen nicht überbewertet werden.

Aus den 32 x 26 x 4 cm großen Asphaltplatten wurden nach dem Ausschalungsvorgang Prüfplatten mit einem Durchmesser von $d = 20$ cm ausgebohrt, diese vom Bindemittelüberschuss gereinigt und anschließend der Poliersimulation zugeführt.

4.2.5.2 Durchführung der Asphaltpolierprüfung

Die Poliersimulation erfolgte mit der Wehner/Schulze-Poliermaschine (siehe Abb. 3-9 u. Abb. 3-11) bei einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 500 U/min sowie einer zusätzlichen vertikalen Auflast von 400 N. Vor und nach einer Polierbeanspruchung von 90.000 Überrollungen gemäß TP Min StB, Teil 5.5.2 [FGSV, 1999] erfolgte die Gleitbeiwert-Ermittlung mit dem Frictometer bei einer Messgeschwindigkeit von 80 km/h.

4.2.5.3 Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung

Die Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung, die mit den verschiedenen Asphaltbeton- (A17 bis A20) und Splittmastixasphaltemischungen (S5 und S6) erzielt wurden, sind nachfolgend für die gewählte Standard-Messgeschwindigkeit von 80 km/h zusammengestellt.

Die Gleitbeiwerte (Mittelwerte aus drei Versuchswiederholungen) vor und nach der Poliersimulation von 90.000 Überrollungen sind in Tab. 4-19 angeführt und in Abb. 4-38 graphisch aufbereitet.

Tab. 4-19: Gleitbeiwerte (Mittelwerte) aus der Asphaltpolierprüfung mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer bei 80 km/h vor der Poliersimulation und nach 90.000 Überrollungen.

Rezeptur	Asphalt	Gesteinsmischung			Gleitbeiwert bei 80 km/h Verkehrssimulation (Überrollungen)	
		0/2	2/4	4/8	0	90.000
A17	AB 8	r ₂	r ₂	s ₄₀	0,41	0,36
A18	AB 8	r ₂	n	s ₄₀	0,40	0,32
A19	AB 8	n	r ₂	s ₄₀	0,35	0,26
A20	AB 8	n	n	s ₄₀	0,26	0,19
S5	SMA 8	r ₂	r ₂	s ₄₀	0,44	0,30
S6	SMA 8	n	n	s ₄₀	0,45	0,29

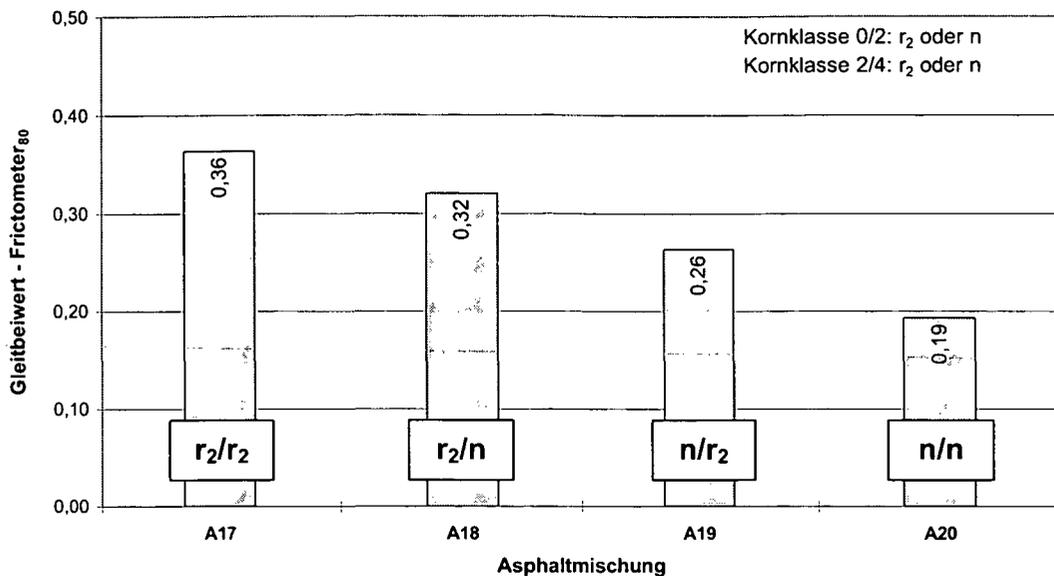


Abb. 4-38: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-2, Gleitbeiwert-Fricometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, AB 8-Mischungen A17 bis A20 gem. Tab. 4-17.

Das Histogramm in Abb. 4-38 zeigt generell, dass die Verwendung eines polierresistenten Sandes in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm zu vergleichsweise deutlich besseren Griffigkeiten führt, als bei Verwendung nicht polierresistenter Sande in diesem Korngrößenbereich. Die Ergebnisse der Asphaltbetonmischungen mit gering polierresistentem Splittkorn lassen somit deutlich den positiven Einfluss von polierresistentem Sand auf die Griffigkeit von AB 8 erkennen.

Ein ähnlicher Trend lässt sich aus dem Ergebnis mit der Mischung A18 (r₂/n) ableiten, diese Mischung weist nur in der Kornklasse 0/2 mm hoch polierresistenten Sand auf und besteht in der Kornklasse 2/4 mm aus nicht polierresistentem Sand. Der mit dieser Mischung erzielte Gleitbeiwert ist etwas geringer als jener der Mischung, die in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm hoch polierresistentes Material aufweist (A17 r₂/r₂), jedoch bedeutend höher als jener der Mischung ohne polierresistentem Sand (A20 n/n).

Ein geringer griffigkeitserhöhender Einfluss lässt sich auch aus den mit der Mischung A19 (n/r₂) erzielten Ergebnissen ableiten. Diese Mischung weist hoch polierresistenten Sand nur in der Kornklasse 2/4 mm auf. Der Gleitbeiwert liegt etwas über jenem der Mischung mit nicht polierresistentem Sand (A20 n/n).

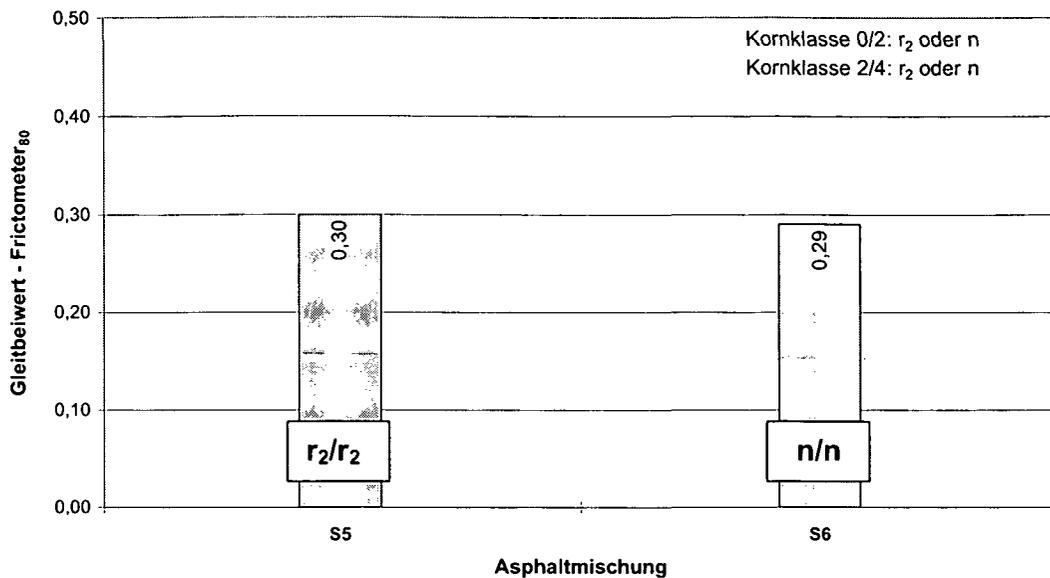


Abb. 4-39: Ergebnisse der Asphaltpolierprüfung – Phase 3-2, Gleitbeiwert-Fricometer bei 80 km/h nach 90.000 Überrollungen, SMA 8-Mischungen S5 und S6 gem. Tab. 4-17.

Anhand der Ergebnisse die an den Splittmastixasphaltemischungen erzielt wurden (siehe Abb. 4-39) lässt sich kein Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten ableiten. Beide Mischungen erreichen dasselbe Niveau, unabhängig von der Polierresistenz des verwendeten Sandes. Auch hier zeigt sich, dass aufgrund der Korngrößenverteilung des Splittmastixasphalts lediglich die Polierresistenz des Splittkorns maßgebend ist. Aufgrund des gering polierresistenten Splittmaterials, das bei diesen SMA-Mischungen verwendet wurde, sind die erzielten Gleitbeiwerte allerdings deutlich geringer als jene der SMA-Mischungen mit polierresistentem Splitt (vergleiche dazu Abb. 4-28).

Diese Ergebnisse bestätigen die Erkenntnisse aus Versuchsphase 3-1, auch dabei konnte kein griffigkeitserhöhender Einfluss des Sandes auf Splittmastixasphalt festgestellt werden.

4.2.5.4 Zusammenfassung – Asphaltprüfung Phase 3-2

Zusammenfassend lassen sich nach Analyse der Ergebnisse mit Asphaltmischungen mit gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm folgende Schlussfolgerungen ziehen:

Bei Verwendung eines hoch polierresistenten Sandes in der Kornklasse 0/4 mm ist eine wesentliche Erhöhung der Griffigkeit von Asphaltbeton möglich. Das mit der Mischung A17 (r₂/r₂) erreichte Niveau der Griffigkeitswerte (siehe Abb. 4-40) ist

bedeutend höher als jenes der Mischung A20 (n/n), die für einen Einsatz in den Lastklassen IV und V regelkonform ist (Splittkorn 4/8 mm mit PSV = 40).

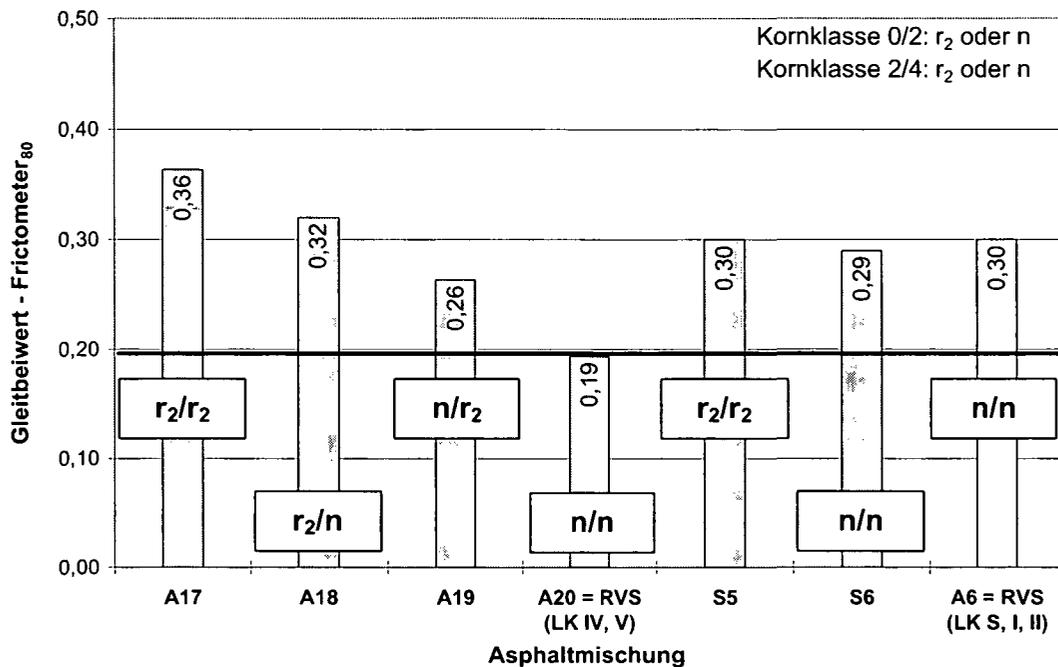


Abb. 4-40: Vergleich des Gleitbeiwertes-Fricometer der AB 8-Mischungen (A17, A18 und A19) bzw. SMA 8-Mischungen (S5 und S6) und jenem der Asphaltmischungen A20 (Splittkorn 4/8 mm: PSV = 40, für Lastklassen IV und V) und A6 (weißer Balken; Splittkorn 4/8 mm: PSV = 51, für Lastklassen S, I und II).

Wird hoch polierresistenter Sande ausschließlich in der Kornklasse 0/2 mm verwendet, lässt sich ebenfalls ein griffigkeitserhöhender Einfluss auf Asphaltbeton feststellen. Der Gleitbeiwert der Mischung A18 (r₂/n) mit hoch polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/2 mm (siehe Abb. 4-40) ist etwas geringer als jener der Mischung A17 (r₂/r₂) mit hoch polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/4 mm, liegt allerdings über dem Niveau der Mischung A20 (n/n), der RVS-konformen Referenzmischung für die Lastklassen IV und V, bei der kein polierresistenter Sand verwendet wurde.

Vergleicht man die Gleitbeiwerte der Mischungen A17 (r₂/r₂) und A18 (r₂/n) mit jenem der Referenzmischung A6 für die Lastklassen S, I und II, dann ist festzustellen, dass sich durch den Einsatz polierresistenter Sande der Einfluss eines gering polierresistenten Splittkorns auf die Griffigkeit kompensieren lässt. Obwohl die Splittkomponente der Mischungen A17 und A18 einen geringen PSV-Wert aufweist und damit lediglich die Anforderungen gemäß der Lastklassen IV und V erfüllt, lässt sich durch die Verwendung eines polierresistenten Sandes in der Kornklasse 0/4 mm

oder 0/2 mm ein Griffigkeitsniveau erreichen, dass an Asphaltmischungen erzielt wird, die die Anforderungen gemäß der Lastklassen S, I und II erfüllen.

Die Verwendung hoch polierresistenter Sande ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm führt zu einer vergleichsweise geringen Griffigkeitserhöhung von Asphaltbeton. Der mit der Mischungen A19 (n/r_2) erzielte Gleitbeiwert liegt wesentlich unter jenem der Mischung A17 (r_2/r_2) und A18 (r_2/n) mit hoch polierresistentem Material in der Kornklasse 0/4 mm bzw. 0/2 mm. Er ist allerdings größer als jener der Referenzmischung für die Lastklassen VI und V (A20 n/n , siehe Abb. 4-40). Ein Vergleich mit der Referenzmischung für die Lastklassen S, I und II (A6 n/n , siehe Abb. 4-40) zeigt jedoch, dass sich mit polierresistentem Sand ausschließlich in Kornklasse 2/4 mm der geringe PSV-Wert des Splittkorns nicht mehr kompensieren lässt.

Auch die Ergebnisse der Splittmastixuntersuchung decken sich mit jenen aus Versuchsphase 3-1. Der Einfluss eines polierresistenten Sandes in der Kornklasse 0/4 mm bei gleichzeitiger Verwendung eines gering polierresistenten Splittes 4/8 mm kann nicht nachgewiesen werden (siehe Abb. 4-40). Das von den SMA-Mischungen S5 und S6 erreichte Niveau entspricht jenem der Referenzmischung A6 für die Lastklassen S, I und II, und liegt über jenem der Referenzmischung A20 für die Lastklassen IV und V. Der Grund für den vergleichsweise höheren Gleitbeiwert der SMA-Mischungen ist auf die ausgeprägte Makrotextur zurückzuführen.

Die Ergebnisse und die daraus ableitbaren Schlussfolgerungen dieser Versuchsphase decken sich mit jenen aus Versuchsphase 3-1, in der Asphaltmischungen mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm hergestellt wurden.

Es bestätigt sich, dass polierresistenter Sand in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm zu einer wesentlichen Verbesserung der Griffigkeit von Asphaltbeton führt. Eine vergleichsweise geringe Griffigkeitserhöhung stellt sich bei der Verwendung von polierresistentem Sand ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm ein. Der mit größer werdendem Korn abnehmende Einfluss des Sandes auf die Griffigkeit von Asphaltbeton spiegelt sich ebenfalls in diesen Ergebnissen wieder (vergleiche Ergebnisse der Versuchsphase 3-1).

Auch der nicht vorhandene Einfluss eines polierresistenten Sandes auf die Griffigkeit von Splittmastixasphalt kommt deutlich zum Ausdruck und bestätigt die Ergebnisse aus Versuchsphase 3-1 bzw. von DAMES et al. [1997].

Darüber hinaus kann ergänzend aus den Ergebnissen der Versuchsphase 3-2 eine wesentliche Erkenntnis abgeleitet werden. Es zeigt sich, dass sich durch den Einsatz polierresistenter Sande in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm der griffigkeits-reduzierende Einfluss eines geringen PSV-Wertes im Splittbereich kompensieren lässt.

4.3 Versuchsergebnis und Ausblick

Kombiniert man die Erkenntnisse aus den einzelnen Versuchsphasen (Quellversuch, Sandpolierprüfung, Asphaltpolierprüfung und Verschleißuntersuchung) des durchgeführten Versuchsprogramms lässt sich das Ergebnis der Untersuchung wie folgt zusammenfassen:

Die Ergebnisse der Quelluntersuchung zeigen, dass nicht alle Sande für einen Einsatz im Asphaltstraßenbau geeignet sind. Der Einsatz polierresistenter Sande, die eine Quellreaktion im Asphalt hervorrufen, ist trotz eines griffigkeitserhöhenden Einflusses nicht zulässig, da dadurch die Dauerhaftigkeit der Asphaltkonstruktion negativ beeinflusst wird. Diese Sande könnten allerdings dann verwendet werden, wenn diese zuvor durch einen Waschvorgang aufbereitet wurden.

Die Resultate der Sandpolierprüfung zeigen eine deutliche Abstufung, die zu einer Einteilung in insgesamt fünf Polierresistenz-Klassen führte. Vor allem die Sande aus Hartgestein wie Diabas, Granit oder Basalt und auch LD-Schlacke erzielten sehr hohe Polierwerte an den Sandpolierplatten, die Sande aus karbonathaltigem Gestein wie Kalkstein oder Dolomit hingegen erreichten eher geringere Polierwerte. Die unterschiedlichen Polierwerte der verschiedenen Kiese (Natursande) sind auf deren Zusammensetzung zurückzuführen. Kiese mit hohem Karbonatanteil erreichen generell geringere Werte als Kiese mit hohem Quarz-Silikatanteil.

Die Abstufung nach den fünf Polierresistenz-Klassen kommt bei den Griffigkeitsuntersuchungen an den Asphaltproben nicht in gleicher Weise zum Ausdruck (siehe Abb. 4-26). Es zeigte sich aber generell, dass die Verwendung sehr hoch oder hoch polierresistenter Sande der Polierresistenz-Klasse r_1 oder r_2 gemäß Tab. 4-7 zu vergleichsweise deutlich besseren Griffigkeiten führt, als die Verwendung von Sanden mit mittlerer (r_3) und niedriger Polierresistenz (r_4) bzw. nicht polierresistenter Sande (n) gemäß Tab. 4-7. Die Abstufung in fünf Polierresistenz-Klassen ist demnach – auch unter Berücksichtigung der Versuchsstreuung – nicht besonders sinnvoll, eine Unterscheidung von polierresistentem Sand ($PWF \geq 0,61$) und nicht polierresistentem Sand ($PWF < 0,61$) gemäß Abb. 4-41 erscheint ausreichend.

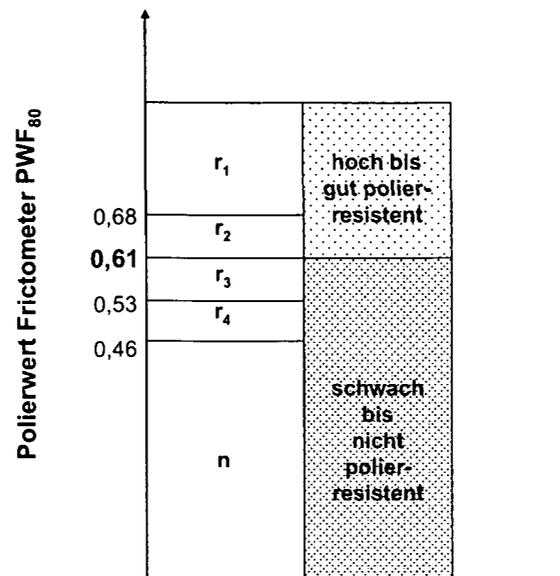


Abb. 4-41: Vorschlag zur Zusammenfassung der Sandpolierresistenz-Klassen in zwei Gruppen.

Den generellen Einfluss polierresistenten Sandes auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt zeigt die Ergebnisdarstellung gemäß Abb. 4-42. In diesem Histogramm sind die Gleitbeiwerte jener Asphaltmischungen gegenübergestellt, in denen im Korngrößenbereich 0/4 mm die Sande r₂ (polierresistent) und n (nicht polierresistent) variiert wurden. Die Polierresistenz der verwendeten Splittkomponente 4/8 mm ist allerdings unterschiedlich. Die verschiedenen Mischungen mit polierresistentem Splittkorn (PSV = 51) sind hell, jene mit gering polierresistentem Splittkorn (PSV = 40) sind dunkel dargestellt.

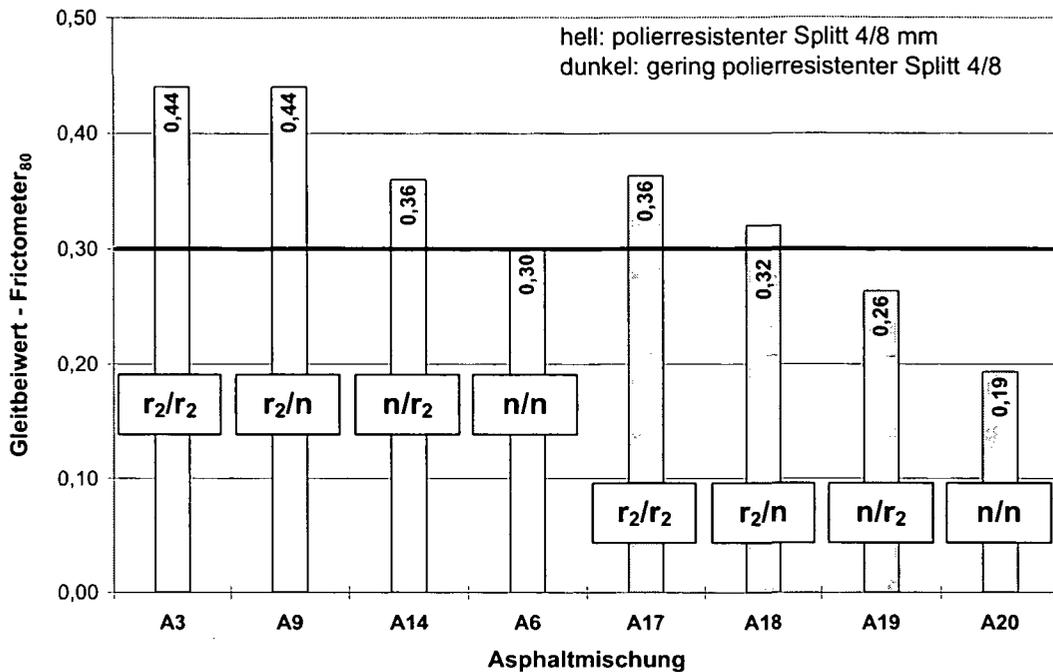


Abb. 4-42: Einfluss des Sandes bei unterschiedlich polierresistentem Splittkorn 4/8 mm auf die Gleitbeiwerte eines AB 8;
Mischungen mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (PSV = 51): helle Balken.
Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (PSV = 40): dunkle Balken.

Die Asphaltmischungen mit polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/2 mm, 2/4 mm oder 0/4 mm und gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (siehe dunkle Balken in Abb. 4-42) erzielen wesentlich geringere Gleitbeiwerte als die vergleichbaren Mischungen mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (siehe helle Balken in Abb. 4-42). Die Gleitbeiwerte der Mischungen mit polierresistentem Splittkorn und jene mit gering polierresistentem Splittkorn liegen zwar auf verschiedenen Niveaus, zeigen aber deutlich den erhöhenden Einfluss polierresistenter Sande auf die Griffigkeit von Asphaltbeton, unabhängig von der Polierresistenz des verwendeten Splittkorns. Aus Abb. 4-42 lässt sich ebenfalls ableiten, dass sich durch die Verwendung eines polierresistenten Sandes bei Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn das Griffigkeitsniveau stark anheben lässt. Und zwar auf ein Niveau, das sonst nur von Mischungen erreicht wird, die für die Lastklassen S, I und II regelkonform sind. (siehe auch Ausführungen zu Abb. 4-43).

Der Einfluss eines polierresistenten Sandes auf die Griffigkeit von Asphalt nimmt mit zunehmender Korngröße des Sandes ab. Dies zeigt sich sowohl bei den Mischungen mit polierresistentem Splittkorn als auch bei den Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn (siehe Abb. 4-42). Aus den Resultaten lässt sich ableiten, dass der Einfluss der Kornklasse 0/2 mm größer ist als jener der Kornklasse 2/4 mm.

Diese Ergebnisse bestätigen die Erfahrungen deutscher Untersuchungen von HUSCHEK [2002b], der zu derselben Schlussfolgerung kommt.

Die Untersuchungen mit polierresistentem Sand in den Kornklassen 0/4 mm und 0/2 mm führen zu dem in Abb. 4-43 dargestellten Ergebnis. Es zeigt sich, dass durch die Verwendung polierresistenter Sande in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm eine deutliche Verbesserung der Griffigkeit von Asphaltbeton möglich ist.

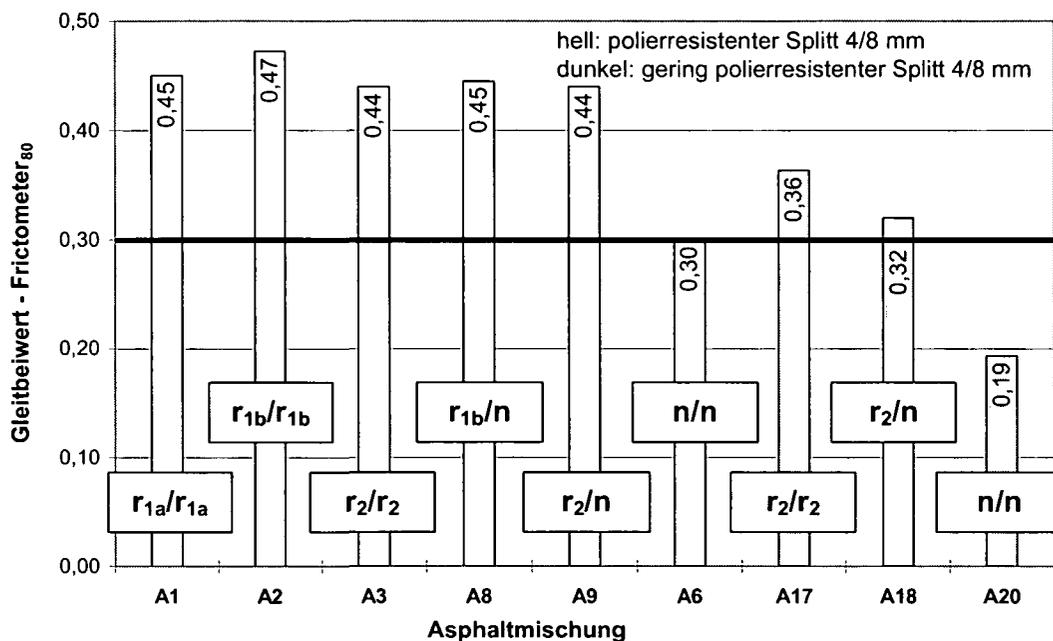


Abb. 4-43: Vergleich der Gleitbeiwerte von AB 8-Mischungen

A1, A2, A3, A8 und A9: mit polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm und polierresistentem Splittkorn (PSV = 51)

A17 und A18: mit polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm und gering polierresistentem Splittkorn (PSV = 40)

mit den Referenzmischungen für Lastklassen S, I und II (A6) und für die Lastklassen IV und V (A20).

Vergleicht man die erzielten Gleitbeiwerte der Mischungen A1 (r_{1a}/r_{1a}), A2 (r_{1b}/r_{1b}), A3 (r_2/r_2), A8 (r_{1b}/n) und A9 (r_2/n) mit der Referenzmischung für die Lastklassen S, I und II (A6 n/n; polierresistentes Splittkorn 4/8 mm mit PSV = 51), dann zeigt sich, dass sich durch den Einsatz polierresistenter Sande in der Kornklasse 0/4 mm bzw. in der Kornklasse 0/2 mm der Gleitbeiwert Frictometer um 50 bis 60 % erhöhen lässt.

Analoge Versuche mit Asphaltbetonmischungen, die in der Kornklasse 4/8 mm ein gering polierresistentes Material aufweisen, kommen zu demselben Ergebnis. Ein Vergleich der Referenzmischung A20 (n/n; gering polierresistentes Splittkorn 4/8 mm mit PSV = 40), zulässig für die Lastklassen IV und V, und der Mischung A17 (r₂/r₂; 4/8 mm: PSV = 40) bzw. A18 (r₂/n; 4/8 mm: PSV = 40) zeigt, dass sich durch den verwendeten polierresistenten Sand der Gleitbeiwert fast verdoppeln lässt. Der Einfluss des polierresistenten Sandes ist bei diesen Asphaltmischungen noch stärker ausgeprägt als bei den Mischungen mit polierresistenten Splittkorn 4/8 mm. Bei Asphaltbetonmischungen (0/8 mm) lässt sich trotz der Verwendung eines gering polierresistenten Splittkorns 4/8 mm (PSV = 40) die Griffigkeit auf jenes Niveau heben, das sonst nur von RVS-konformen Mischungen für die Lastklassen S, I und II mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (PSV = 51) erreicht wird.

Bei den Mischungen mit polierresistentem Sand ausschließlich in Kornklasse 0/2 mm ist, wenn nicht gleichzeitig polierresistentes Gestein auch in der Kornklasse 2/4 mm verwendet wird, zusätzlich die Verschleißeigenschaft der verwendeten Gesteine aufeinander abzustimmen. Ein nicht polierresistentes, verschleißfestes Gestein in der Kornklasse 2/4 mm hebt den griffigkeitserhöhenden Einfluss eines polierresistenten, nicht verschleißfesten Gesteins in Kornklasse 0/2 mm auf. Das polierresistente Gestein nutzt sich während der Polierbeanspruchung in der Wehner/Schulze-Poliermaschine schneller ab, an der Oberfläche verblieben lediglich die verschleißfesten Körner.

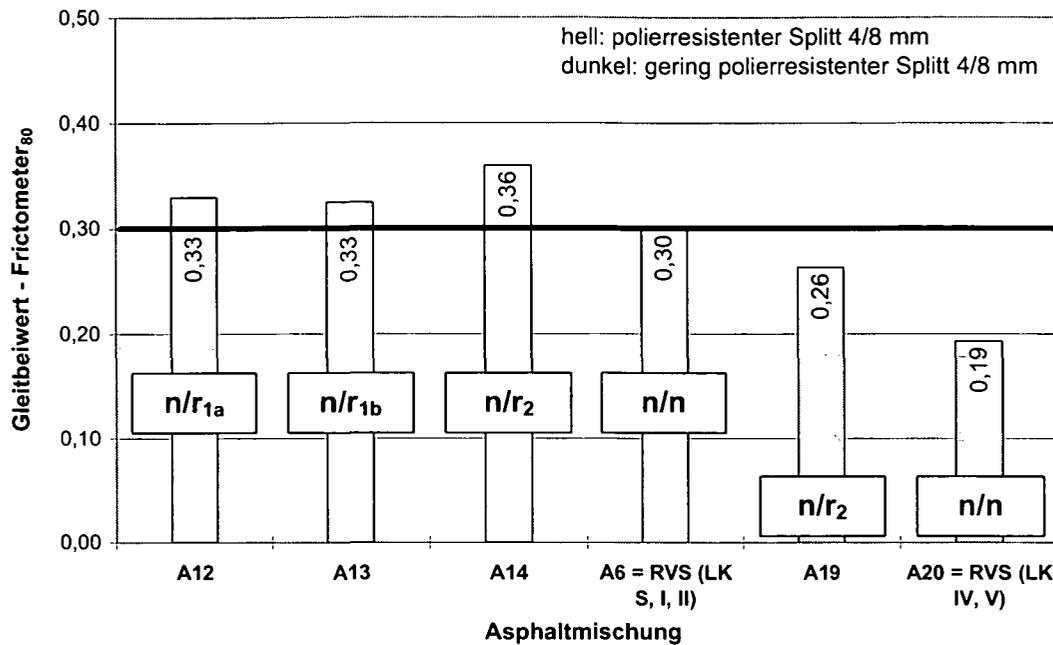


Abb. 4-44: Vergleich der Gleitbeiwerte von AB 8-Mischungen

A12, A13 und A14: mit nicht polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/2 mm bzw. polierresistentem Sand in der Kornklasse 2/4 mm und polierresistentem Splittkorn (PSV = 51)

A19: mit nicht polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/2 mm bzw. polierresistentem Sand in der Kornklasse 2/4 mm und gering polierresistentem Splittkorn (PSV = 40)

mit den Referenzmischungen für Lastklassen S, I und II (A6) und für die Lastklassen IV und V (A20).

Der Einsatz polierresistenter Sande ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm führt nur zu einer geringen Verbesserung der Griffigkeit (siehe Abb. 4-44). Die mit den Mischungen A12 (n/r_{1a}), A13 (n/r_{1b}) und A14 (n/r_2) erzielten Gleitbeiwerte liegen nur geringfügig über dem Niveau der Referenzmischung A6 (n/n) für die Lastklassen S, I und II. Die Erhöhung der Griffigkeit beträgt zwischen 10 und 20 % und ist somit nur unwesentlich größer als die Versuchsstreuung.

Ein ähnlicher Trend lässt sich aus den Ergebnissen mit den Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm (siehe Mischung A16 in Abb. 4-44) ableiten. Ein Vergleich der Gleitbeiwerte der Mischung A19 (n/r_2) mit der Referenzmischung A20 (n/n ; 4/8 mm: PSV = 40) für die Lastklassen IV und V zeigt, dass durch den Einsatz eines polierresistenten Sandes in der Kornklasse 2/4 mm eine etwas deutlichere Verbesserung der Griffigkeit in der Größenordnung von rund 30 % erreicht werden kann. Die mit der Mischung A19 erzielten Gleitbeiwerte erreichen allerdings nicht jenes Niveau, das die Referenzmischung A6 (n/n ; 4/8 mm: PSV = 51) für die Lastklassen S, I und II aufweist.

Die Verwendung von polierresistentem Gestein ausschließlich in der Kornklasse 2/4 mm führt zu einer geringen Erhöhung der Griffigkeit von Asphaltbeton, unabhängig davon ob die Mischung ein polierresistentes oder gering polierresistentes Splittkorn 4/8 mm aufweist.

Aus den Versuchen mit jenen Asphaltmischungen, bei denen Sande mittlerer und geringer Polierresistenz in den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm variiert wurden, lässt sich kein griffigkeitserhöhender Einfluss ableiten. Die Gleitbeiwerte dieser Mischungen liegen alle auf demselben Niveau wie die Referenzmischung A6 für die Lastklassen S, I und II mit nicht polierresistentem Sand in diesen beiden Kornklassen.

Zusammenfassend lässt sich aus den vorliegenden Versuchsergebnissen mit AB 8 ableiten, dass die Verwendung polierresistenter Sande gleichzeitig in den beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm jedenfalls eine Erhöhung des Gleitbeiwertes bzw. der Griffigkeit mit sich bringt. Dies gilt allerdings nur für Materialien mit hoher bis sehr hoher Polierresistenz. Sande mit mittlerer oder geringerer Polierresistenz führen zu keiner Verbesserung im Vergleich zu Mischungen mit nicht polierresistenten Sanden. Wird das polierresistente Material nur in der Kornklasse 0/2 mm verwendet, kann ebenfalls von einer Erhöhung der resultierenden Griffigkeit ausgegangen werden. Bei Einsatz des polierresistenten Materials nur in der größeren Kornklasse 2/4 mm ist der griffigkeitserhöhende Einfluss nur mit großem Vorbehalt ableitbar. Diese Ergebnisse decken sich mit den Erkenntnissen von DAMES et al. [1997, 2000a] und HUSCHEK [2002b], die ebenfalls den größeren Einfluss der Kornklasse 0/2 mm auf die mögliche Griffigkeitserhöhung feststellten.

Ein Einfluss des Sandes auf die Griffigkeit von Splittmastixasphalt ist nicht nachweisbar (siehe Abb. 4-45). Die mit den verschiedenen Mischungen erzielten Gleitbeiwerte liegen unabhängig vom PSV-Wert (PSV = 51 oder 40) des verwendeten Splittkorns 4/8 mm auf gleichem Niveau. Für die Griffigkeit ist demnach ausschließlich der PSV-Wert des verwendeten Splitts maßgebend.

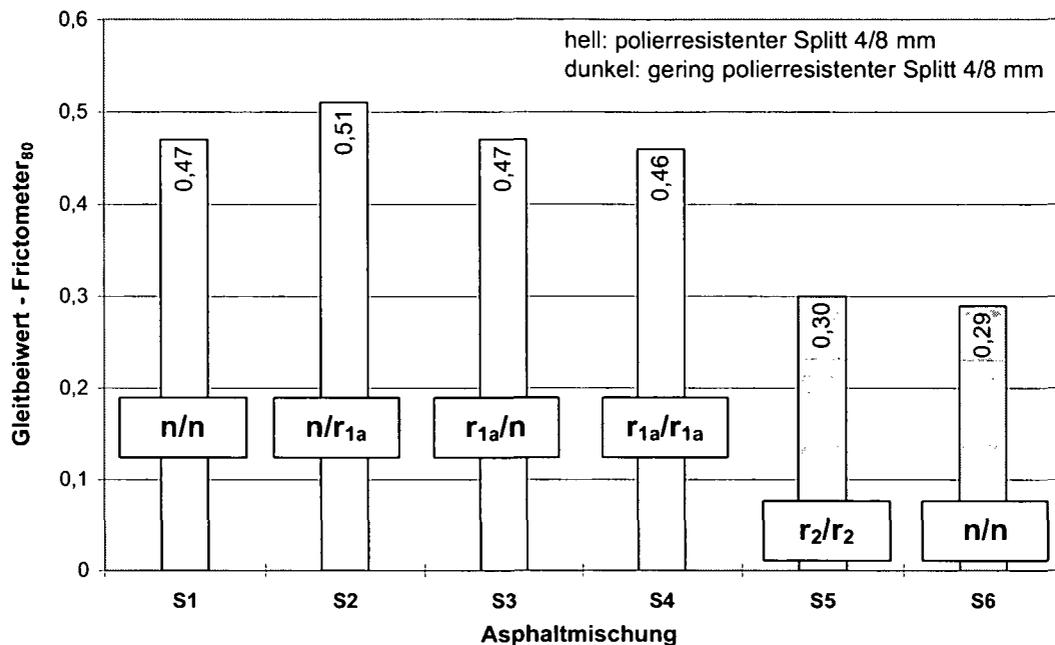


Abb. 4-45: Vergleich der Gleitbeiwerte von SMA 8-Mischungen (S1, S2, S3 und S4) mit variierender Sandpolierresistenz in den Kornklassen 0/2 mm und/oder 2/4 mm sowie polierresistentem Splittkorn 4/8 mm mit jenen SMA 8-Mischungen (S5 und S6) bei denen der polierresistente Sande r_2 und der nicht polierresistente Sand n in der Kornklasse 0/4 mm variiert wurden und die im Splittbereich 4/8 mm gering polierresistentes Material aufweisen.

Die SMA-Mischungen mit polierresistentem Splittkorn 4/8 mm liegen alle auf einem sehr hohen Niveau, welches nur von jenen AB 8-Mischungen erreicht, die polierresistente Sande in der Kornklasse 0/4 mm (A1, A2 und A3) oder zumindest in der Kornklasse 0/2 mm (A8 und A9) aufweisen (vergleiche dazu Abb. 4-43).

Das von den SMA-Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn (S5 und S6) erreichte Niveau ist bedeutend niedriger. Die geringere Polierresistenz des verwendeten Splittkorns wirkt sich hier stark aus. Die erzielten Werte liegen allerdings über jenem der AB 8-Referenzmischung A20 für die Lastklassen IV und V (vergleiche dazu Abb. 4-43). Der Grund für den vergleichsweise höheren Gleitbeiwert der SMA-Mischungen S5 und S6 ist auf die ausgeprägte Makrotextur zurückzuführen, die bei Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn einen größeren Einfluss hat, als bei Mischungen mit polierresistentem Splittkorn.

Aufgrund der völlig anderen Sieblinienzusammensetzung des Splittmastixasphalts sind diese Ergebnisse plausibel und bestätigen auch vergleichbare Untersuchungen von DAMES et al. [1997].

Aus den gewonnenen Erkenntnissen lässt sich folgender Ausblick auf mögliche weitere Untersuchungen geben.

- Aufgrund der Erkenntnisse vor allem aus der mineralogischen Untersuchung (siehe Kapitel 4.2.4) stellt sich die Frage, ob die in der TP Min StB, Teil 5.5.2 [FGSV, 1999] verankerte Prüfkörnung 0,2/0,4 mm auch repräsentativ für den Korngrößenbereich 0/4 mm ist. Um dies zu verdeutlichen, ist in Abb. 4-46 ein Vergleich der Prüfkörnungen der beiden Verfahren zur Bestimmung der Polierresistenz von Gesteinskörnungen, nämlich das Verfahren nach British Standard 812 und das Verfahren nach Wehner/Schulze dargestellt.

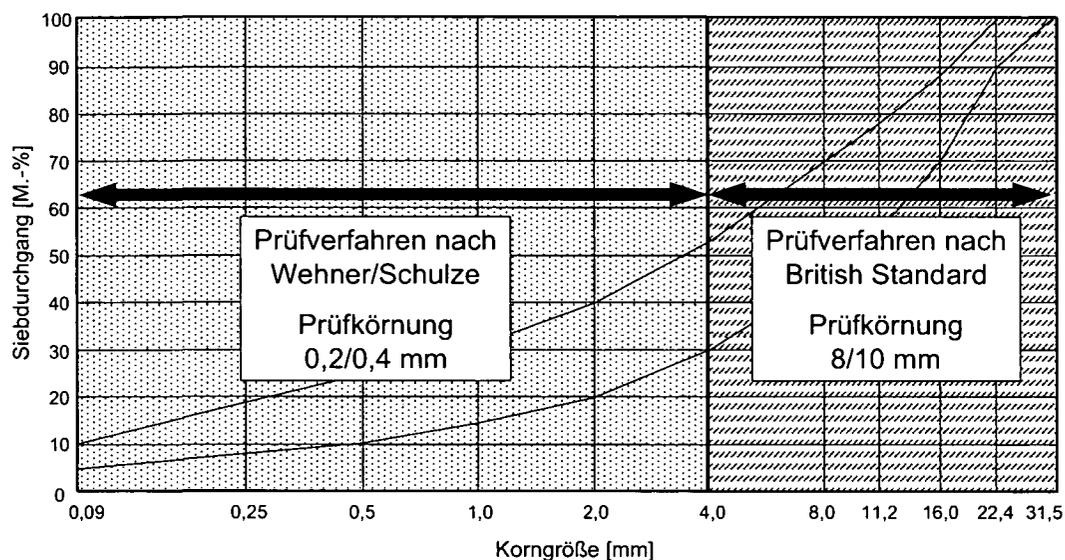


Abb. 4-46: Vergleich der Prüfkörnungen zur Bestimmung der Polierresistenz von Gesteinskörnungen mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze (links) und dem Verfahren nach British Standard 812 (rechts).

Während beim Polierverfahren nach British Standard 812 an der Prüfkörnung 8/10 mm der PSV-Wert bestimmt wird und dieser stellvertretend für den Korngrößenbereich von 4 bis 22 mm bzw. Größtkorn steht, steht beim Polierverfahren nach Wehner/Schulze die Prüfkörnung 0,2/0,4 mm stellvertretend für den Korngrößenbereich 0 bis 4 mm. Unterhalb eines Korndurchmessers von 2 mm wird jedoch nicht mehr das Gestein selbst sondern werden seine Einzelminerale geprüft. Das bedeutet, dass die Eigenschaften der Gesteinskörnungen > 2 mm nicht zwingend dieselben sein müssen wie jene der Gesteinskörnungen < 2 mm.

Zur Beurteilung der Polierresistenz der Kornklasse 0/2 mm ist demnach die Verwendung der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm gerechtfertigt. Für diese beiden Korngrößenbereiche sind bereits die Eigenschaften der Einzelminerale maßgebend. Dies trifft

jedoch nicht auf die Kornklasse 2/4 mm zu, da hier bereits die Gesteinseigenschaften und nicht mehr jene der Einzelminerale geprüft werden. Vergleichende Untersuchungen mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze zur Bestimmung der Polierresistenz an Probekörpern aus einer Prüfkörnung 2/4 mm bzw. der Standardprüfkörnung 0,2/0,4 mm gemäß TP Min StB, Teil 5.5.2 [FGSV, 1999] erscheinen hierfür zweckmäßig. So könnten eventuell vorhandene Unterschiede in der Beurteilung der Polierresistenz der beiden Prüfkörnungen herausgearbeitet werden.

- Die untersuchten Asphaltmischungen mit einem Größtkorn von 8 mm finden derzeit vorwiegend im geringer belasteten bzw. städtischen Straßennetz Verwendung. Da im hochrangigen Straßennetz (Lastklasse S, I u. II) hauptsächlich ein Größtkorn von 11 mm eingesetzt wird, wären Griffigkeitsuntersuchungen mit verschiedenen zusammengesetzten AB 11-Mischungen zu empfehlen. Der Masseanteil der feinen Körnungen ≤ 4 mm ist für einen AB 11 allerdings geringer als jener für einen AB 8. Es ist deshalb zu erwarten, dass der Einfluss nicht polierresistenter Sande für Asphaltmischungen mit einem Größtkorn von 11 mm nicht so stark ausgeprägt ist.

- Das Verfahren zu Herstellung von Asphaltprüfplatten im Lamellenverdichter stellte sich für eine nachfolgende Griffigkeitsuntersuchung als nur bedingt geeignet heraus. Im Zuge der Versuchsdurchführung zeigte sich, dass die Oberfläche der Asphaltplatten aufgrund des Verdichtungs Vorganges durch die einzelnen Lamellen eine etwas gerippte Oberfläche aufweist. Dies führt in weiterer Folge zu einer unebenen Prüfoberfläche, die sowohl den Poliervorgang als auch die anschließende Griffigkeitsbestimmung sehr stark beeinflusst.

Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit wurde daher die Unterseite der Platten geprüft. Das hat den Nachteil, dass diese einen großen Bindemittelüberschuss aufweist und somit keiner realen Asphaltoberfläche entspricht. Deshalb war vor der Polierprüfung eine Entfernung dieses Bitumenüberschusses erforderlich. Um eine realistische Prüfoberfläche zu erreichen, wäre für weitere Polieruntersuchungen die Verwendung eines Walzsegment-Verdichters empfehlenswert. Auch dieses Gerät ermöglicht das Erreichen eines vorgegebenen Verdichtungsgrades, die Deckfläche der Asphaltplatten entspricht jedoch eher der einer mit einem Straßenfertiger hergestellten Asphaltoberfläche.

- Für den mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Berlin ermittelten PWS-Wert existieren bereits Korrelationen sowohl zu Griffigkeitswerten mit dem Stuttgarter Reibungsmesser (blockiertes Rad) als auch zu jenen mit der SCRIM [HUSCHEK, 2002b]. Um auch für das Laborgriffigkeitsmessgerät der TU Wien eine Korrelation zu dem derzeit im Österreichischen Richtlinienwerk verankerten RoadSTAR (unter Schlupf messendes Rad) oder dem institutseigenen GripTester zu ermitteln, wären Vergleichsmessungen empfehlenswert. Hierzu müssten aus Messabschnitten mit homogener Griffigkeit, ermittelt von RoadSTAR und/oder GripTester, Bohrkerne

entnommen werden und diese anschließend mit dem Frictometer geprüft werden. Berücksichtigt man bei der Auswahl der Messabschnitte mehrere Griffigkeitsniveaus, könnte eine Korrelationsuntersuchung durchgeführt werden.

4.4 Vorschläge zur Abänderung des derzeit gültigen Regelwerkes

Aus den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit können folgende Vorschläge zur Abänderung des derzeit gültigen Regelwerkes abgeleitet werden:

Die Anforderungen an Gesteinskörnungen für Asphalt sind seit 1.1.2003 in der ÖNORM EN 13043 [ONI, 2003] geregelt. Gemäß dieser Norm werden einerseits feine Gesteinskörnungen mit einem Durchmesser < 2 mm und andererseits grobe Gesteinskörnungen mit einem Durchmesser zwischen 2 und 45 mm definiert. Die Anforderungen an die Polierresistenz sind dabei für feine und grobe Gesteinskörnungen unterschiedlich. Während für grobe Gesteinskörnungen der PSV-Wert als Eignungskriterium herangezogen wird und drei PSV-Wert-Klassen (PSV₅₀, PSV₄₄ und PSV_{angegeben}) definiert sind, ist die Polierresistenz der feinen Körnungen nicht reglementiert. Das zugehörige nationale Regelwerk zur Umsetzung der ÖNORM EN 13043 ist die ÖNORM B 3130 [ONI, 2003], die gemeinsam mit der ÖNORM EN 13043 anzuwenden ist. Gemäß diesen Normen, muss der bisher nicht genormte Korngrößenbereich 2/4 mm in Hinkunft ebenfalls die festgelegten Anforderungen an den PSV-Wert erfüllen.

Der derzeitige Entwurf der ÖNORM B 3580 [ONI, 2003] „Asphalt, Anforderungen Teil 1: Asphaltbeton“, der die Anforderungen an Asphalt regelt, sieht allerdings wie bisher keine Anforderungen für die Kornklasse 2/4 mm vor. Es wird lediglich die Angabe des gemessenen PSV-Wertes verlangt, es ist aber keine bestimmte Polierresistenz der Gesteinskörnung in diesem Korngrößenbereich gefordert.

Die Untersuchungsergebnisse im Rahmen dieser Arbeit zeigen jedoch, dass die Polierresistenz der in der Kornklasse 0/2 mm und 2/4 mm verwendeten Gesteine einen griffigkeitserhöhenden Einfluss auf das Langzeitverhalten von Asphalt hat. Der Einfluss der Kornklasse 0/2 mm ist dabei wesentlich stärker als jener der Kornklasse 2/4 mm. Die Verwendung nicht polierresistenter Gesteine in diesen beiden Kornklassen führt aber in jedem Fall zu wesentlich geringeren Griffigkeiten.

Es wird daher empfohlen, jedenfalls die Anforderungen an den PSV-Wert für das Gestein der Kornklasse 2/4 mm genauso hoch festzulegen, wie dies derzeit für den Körnungsbereich ≥ 4 mm gilt. In Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung (Lastklasse) ist demnach ebenso ein entsprechender PSV-Wert nachzuweisen.

Da der griffigkeitserhöhende Einfluss der Kornklasse 0/2 mm weitaus stärker ist, sind auch zusätzliche Anforderungen an die Polierresistenz des Gesteins dieser

Kornklasse anzustreben. Die Forderung, für den Sand in der Kornklasse 0/2 mm einen Polierwert-Frictometer von mindestens $PWF_{\min} = 0,61$ nachzuweisen, würde zu einer deutlichen Steigerung der Griffigkeit von Asphaltstraßen beitragen. Um allerdings diese Forderung in das Richtlinienwerk aufnehmen zu können, ist zuerst die Normung des Prüfverfahrens, aufbauend auf der bestehenden TP Min StB Teil 5.5.2 [FGSV, 1999], erforderlich.

Werden an beide Kornklassen Anforderungen hinsichtlich einer hohen Polierresistenz gestellt, ist auch die zusätzliche Berücksichtigung des Verschleißwiderstandes der verwendeten Gesteine nicht von primärer Bedeutung. Der die Griffigkeit reduzierende Einfluss eines nicht polierresistenten jedoch verschleißfesten Materials könnte somit ausgeschlossen werden. Sehr wesentlich ist allerdings der Nachweis der Quelleigenschaften vor allem der feinen Körnungen, da dadurch die Sicherung der Dauerhaftigkeit von Asphaltkonstruktionen gewährleistet wird.

Dass die Ergebnisse dieser Arbeit bereits teilweise im Richtlinienwerk umgesetzt wurden, zeigt die überarbeitete RVS 8S.01.41 [FSV, 2004] in der Fassung vom Mai 2004 (siehe Tab. 4-20). Diese berücksichtigt einerseits die Vorgaben der ÖNORM EN 13043 [ONI, 2003] hinsichtlich der Trennung in feine (0/2 mm) und grobe Gesteinskörnungen (2/GK mm), andererseits wird im Gegensatz zur Fassung 2001 (siehe Tab. 3-5) das Anforderungskriterium PSV-Wert auf den Korngrößenbereich 2/4 mm ausgedehnt. Die Ergebnisse betreffend den Einfluss des Korngrößenbereichs 0/2 mm wurden allerdings noch nicht eingearbeitet. In der neuen Fassung der RVS 8S.01.41 [FSV, 2004] wird lediglich die Angabe eines PSV-Wertes für den Korngrößenbereich 0/2 mm verlangt. Der PSV-Wert, der ja an der Prüfkörnung 8/10 mm geprüft wird, ist allerdings kein geeigneter Indikator für die Polierresistenz des Korngrößenbereichs 0/2 mm (siehe auch Ausführungen zu Abb. 4-46).

Darüber hinaus wurden in der neuen Fassung der RVS 8S.01.41 [FSV, 2004] Beanspruchungsklassen definiert, wobei diesen Klassen jeweils Lastklassen gemäß RVS 3.63 [FSV, 1998] zugeordnet sind. Beanspruchungsklasse S (Straßen hoher Beanspruchung) entspricht den Lastklassen S, I und II der RVS 3.63, Beanspruchungsklasse III (Straßen mittlerer Beanspruchung) entspricht den Lastklassen III und IV der RVS 3.63 und Beanspruchungsklasse V (Straßen schwacher Beanspruchung) entspricht der Lastklasse V der RVS 3.63. Während bisher lediglich für die Lastklasse III ein $PSV \geq 45$ gefordert wurde, ist gemäß der neuen Fassung der RVS 8S.01.41 für die Beanspruchungsklasse III (Lastklasse III und IV gemäß RVS 3.63) ein PSV -Wert ≥ 44 gefordert. Hinsichtlich der Größe des PSV -Wertes wurden die Vorgaben der ÖNORM EN 13043 [ONI, 2003] übernommen. Der bisher vorgeschriebene Mindest- PSV -Wert von 40 für die Lastklasse V (siehe Tab. 3-5) ist hingegen nicht mehr erforderlich, der PSV -Wert für diese Last- bzw. Beanspruchungsklasse ist lediglich anzugeben (siehe Tab. 4-20).

Tab. 4-20: Anforderungen an das Gesteinsmaterial für Deckschichten gemäß RVS 8S.01.41 [FSV, 2004]

Bezug zur ÖNORM EN 13043 und ÖNORM B 3130			LK	Mischguttyp pmAB, SMA, (L)DDH, AB, DA, GA					
Abschnitt:	Merkmal gemäß CE Zeichen	Auswahltabelle		Korngruppe					
Lieferkörnungen D > 0,125 mm									
			0/2 2/4 4/8 8/11 11/16 16/22						
4.1.2	Siebgrößen zur Festlegung der Korngruppen	Tab. 1	S, III, V	gemäß ÖNORM B 3130					
4.1.3	Korngrößenverteilung gemäß ÖNORM EN 933-1	Tab. 2	S, III, V	G _F 85	G _C 90/15				
4.1.3.2	Für feine Gesteinskörnungen	Tab. 4	S, III, V	G _T 20	-				
4.1.4	Gehalt an Feinteilen gemäß ÖNORM EN 933-1	Tab. 5	S, III, V	f ₁₆	f ₁				
4.1.6	Kornform von Gesteinskörnungen gemäß ÖNORM EN 933-4	Tab. 8	S, III, V	-	SI ₁₅				
4.1.7	Anteil gebrochener Körner in groben Gesteinskörnungen gemäß ÖNORM EN 933-5	Tab. 9	S III, V	- -	C _{100/0} C _{90/1}				
4.1.8	Kantigkeit von feinen Gesteinskörnungen gemäß ÖNORM EN 933-6	Tab. 10	S, III, V	E _{CS} 35	-				
4.2.2 ¹⁾	Widerstand gegen Zertrümmerung an 8/11 gemäß ÖNORM EN 1097-2	Tab. 11	S	LA ₂₀ ²⁾	LA ₂₀				
			III	LA ₂₅ ²⁾	LA ₂₅				
			V	LA ₃₀ ²⁾	LA ₂₅				
4.2.3 ¹⁾	Widerstand gegen Polieren gemäß ÖNORM EN 933-8	Tab. 13	S	PSV ²⁾ angeben	PSV ₅₀				
			III		PSV ₄₄				
			V		PSV angeben				
4.2.9.1	Wasseraufnahme gemäß ÖNORM EN 1097-6	Tab. 17	S, III, V	WA ₂₄ 1					
4.2.9.2	Widerstand gegen Frost – Tauwechsel an 8/16 gemäß ÖNORM EN 1367-1	Tab. 19	S, III, V	F ₁ ²⁾	F ₁				
4.2.1.2	Sonnenbrand von Basalt gemäß ÖNORM EN 1367-3	Tab. 21	S, III, V	SB _{LA}					
4.3.3	Gehalt an groben organischen Verunreinigungen gemäß ÖNORM EN 1744-1	Tab. 22	S, III, V	M _{LPC} 0,1					
4.3.4.1	Raubbeständigkeit: Dicalciumsilicat Zerfall von Hochofen – Stückschlacke gemäß ÖNORM EN 1744-1	-	S, III, V	Prüfung bestanden					
4.3.4.2	Raubbeständigkeit: Eisenzerfall von Hochofen - Stückschlacke gemäß ÖNORM EN 1744-1	-							
4.3.4.3	Raubbeständigkeit von Stahlwerkschlacke gemäß ÖNORM EN 1744-1	Tab. 23							
Lieferkörnung D < 0,125 mm (Fremdfüller)									
5.2.1	Korngrößenverteilung gemäß ÖNORM EN 933-10	Tab. 24	S, III, V	gemäß Tabelle 24					
5.3.3.1	Trockenhohlraumgehalt gemäß ÖNORM EN 1097-4	Tab. 25	S, III, V	V _{28/38}					
5.4.3	Carbonatgehalt von Carbonatfüllern gemäß ÖNORM EN 1096-21	Tab. 28	S, III, V	CC ₈₀					
5.4.4	Calciumhydroxidgehalt von Mischfüllern gemäß ÖNORM EN 459-2	Tab. 29	S, III, V	Ka20					
5.5.2	Bitumenzahl gemäß ÖNORM EN 13179-2	Tab. 30	S, III, V	BN _{28/39}					

¹⁾ Die physikalischen Anforderungen Widerstand gegen Zertrümmern und Widerstand gegen Polieren sind Mindestanforderungen. In der Beschreibung können höherwertige Anforderungen festgelegt werden.

²⁾ Die Körnung 0/2 ist aus einem Gestein herzustellen, bei dem die groben Gesteinskörnungen diese Anforderungen erfüllen.

5. ZUSAMMENFASSUNG

5.1 Ausgangssituation und Zielsetzung

Die Fahrbahngriffigkeit ist eine wichtige Anforderung an die Straßenoberfläche zur Gewährleistung der Sicherheit der Verkehrsteilnehmer und fließt als eine der Entscheidungsgrundlagen sowohl in die Erhaltungsplanung moderner Pavement Management Systeme als auch hinkünftig in die Beurteilung der Abnahmeprüfung ein (derzeit bereits probeweise am Autobahn- und Schnellstraßennetz). Das Niveau und die zeitabhängige Entwicklung der Griffigkeit sind neben anderen Einflussfaktoren ganz wesentlich von der Polierresistenz der verwendeten Gesteinsmaterialien abhängig. In den derzeit gültigen österreichischen Richtlinien und Vorschriften wird deshalb zur Auswahl der Gesteinskörnungen (RVS 8.01.11 und RVS 8S.01.41) und deren Einsatz in Asphaltdeckschichten für die Körnungen > 4 mm stellvertretend an die Kornklasse 8/10 mm, eine Mindestanforderung bezüglich des PSV-Wertes (polished stone value) gestellt. In Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung (Lastklasse) werden drei verschiedene Niveaus definiert [RVS 8S.01.41, 2001]:

- Lastklasse S, I und II: $PSV \geq 50$
- Lastklasse III: $PSV \geq 45$
- Lastklasse IV und V: $PSV \geq 40$

Die Regelung in der ÖNORM EN 13043 [ONI, 2003] sieht hingegen den PSV-Wert als Anforderungskriterium für grobe Gesteinskörnungen vor, die in dieser Norm mit einem Korndurchmesser > 2 mm definiert ist. Dabei werden folgende Kategorien unterschieden:

- Kategorie PSV_{68} : $PSV \geq 68$
- Kategorie PSV_{62} : $PSV \geq 62$
- Kategorie PSV_{56} : $PSV \geq 56$
- Kategorie PSV_{50} : $PSV \geq 50$
- Kategorie PSV_{44} : $PSV \geq 44$
- Kategorie $PSV_{\text{angegeben}}$: $PSV < 44$ oder Zwischenwerte
- Kategorie PSV_{NR} : keine Anforderungen an den PSV-Wert

In der Neuauflage der RVS 8S.01.41 [FSV, 2004], die am 1.5.2004 veröffentlicht wurde, erfolgt eine Zuordnung der Kategorien PSV_{50} , PSV_{44} und $PSV_{\text{angegeben}}$ in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung (Straßen mit hoher, mittlerer oder schwacher Beanspruchung).

So wie der feine Korngrößenbereich ≤ 4 mm hinsichtlich der Poliereigenschaft bis dato keine Berücksichtigung im Regelwerk fand, wird dies in Zukunft auf den Korngrößenbereich ≤ 2 mm zutreffen.

Untersuchungen an der TU Berlin zeigen jedoch, dass besonders bei feinkörnigen Deckschichten auch die feineren Fraktionen ≤ 4 mm bzw. ≤ 2 mm einen Beitrag zur Erhöhung der Griffigkeit der Straßenoberfläche leisten können.

Die vorliegende Arbeit verifiziert diese Erkenntnisse und analysiert den Einfluss des Sandes, genauer der Fraktionen ≤ 4 mm, auf das Griffigkeitsverhalten der Asphaltdeckschichttypen AB 8 und SMA 8. Das Ziel der Arbeit ist der eindeutige Nachweis, ob die Poliereigenschaft des im Mischgut verwendeten Sandes die Griffigkeit der fertigen Asphaltstraße wesentlich mitbestimmt.

5.2 Versuchsprogramm

In der ersten Phase des mehrstufigen Versuchsprogramms wurden 30 Sande ausgewählt, welche üblicherweise im österreichischen Asphaltstraßenbau verwendet werden:

- 2 x Amphibolit
- 2 x Basalt
- 1 x Betonrecycling
- 3 x Dolomit
- 4 x Diabas
- 2 x Granit
- 1 x Granulit
- 2 x Grünschiefer
- 1 x Kalkstein
- 1 x Kersantit
- 5 x Kies
- 1 x Kieselkalk
- 2 x LD-Schlacke
- 1 x Schrattenkalk
- 2 x Serpentin

Zur Vorselektion wurden die 30 Sande auf deren Einfluss hinsichtlich der Beständigkeit des Asphalts gegen Quellung überprüft. Dabei zeigte sich, dass 11 Sande für einen Einsatz im Asphaltdeckenbau ungeeignet sind, weil diese das Quellverhalten von Asphalt negativ beeinflussen. Ein zu hohes Quellvermögen führt zu Volumen-

ausdehnung und Festigkeitsverlust sowie in weiterer Folge zur Zerstörung der Asphaltstraße.

Von allen 30 Sanden wurde die Polierresistenz mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze ermittelt. Dazu wurden in Anlehnung an die Fertigung von Sandpapier Prüfplatten ($\varnothing = 20$ cm) hergestellt, deren Oberfläche aus der Prüfkörnung 0,2/0,4 mm bestand. Nach der Poliersimulation in der Wehner/Schulze-Maschine wurde die Polierresistenz mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer bestimmt, Polierwertbestimmungen wurden nach 0, 30.000, 60.000 und 90.000 Überrollungen bei Umlaufgeschwindigkeiten von 40, 60 und 80 km/h durchgeführt.

Als maßgebende Größe zur Beurteilung der Polierresistenz der Sande wurde schließlich der Polierwert bei einer Umlaufgeschwindigkeit von 80 km/h nach einer Poliersimulation von 90.000 Überrollungen herangezogen.

Nach Unterscheidung von fünf Polierresistenz-Klassen – „sehr hoch“, „hoch“, „mittel“, „niedrig“ und „nicht polierresistent“ – wurden für die Klasse „sehr hoch“ zwei, für jede weitere Klasse ein repräsentativer quellbeständiger Sand ausgewählt.

Mit den sechs repräsentativen Sanden wurden Asphaltmischungen AB 8 und SMA 8 hergestellt. Für die Kornklasse 4/8 mm wurde zunächst für alle Asphaltmischungen ein polierresistenter Splitt (PSV = 51, gemäß RVS 8S.01.41: Anforderungen für Straßen mit hoher Beanspruchung) verwendet, und für den Korngrößenbereich $\leq 0,09$ mm stets derselbe quellbeständige Dolomit-Füller. In den Kornklassen 0/2 mm (bzw. 0,09/2 mm) und 2/4 mm wurden die ausgesuchten 5 polierresistenten Sande und der nicht polierresistente Sand variiert, sodass 16 verschiedene AB 8-Mischungen und vier verschiedene SMA 8-Mischungen für die folgenden Griffigkeitsversuche an Asphaltprobekörpern zur Verfügung standen.

Weiters wurden Griffigkeitsuntersuchungen an Asphaltmischungen durchgeführt, die im Splittkornbereich 4/8 mm aus gering polierresistentem Material (PSV = 40, gemäß RVS 8S.01.41: Anforderungen für Straßen mit geringer Beanspruchung) bestanden, und im Korngrößenbereich $\leq 0,09$ mm ebenfalls aus dem quellbeständigem Dolomit-Füller. Ein hoch polierresistenter Sand und der nicht polierresistente Sand wurden in den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm variiert, sodass 4 weitere AB 8-Mischungen zur Prüfung vorlagen. Zusätzlich wurden mit gering polierresistentem Splittkorn 4/8 mm, hoch polierresistentem Sand sowie nicht polierresistentem Sand in der Kornklasse 0/4 mm zwei SMA 8-Mischungen hergestellt.

Im Lamellenverdichter wurden je Mischung mindestens zwei Asphaltplatten hergestellt und aus diesen Prüfkern mit 20 cm Durchmesser ausgebohrt. Die Prüfkern wurden der Poliersimulation nach Wehner/Schulze unterworfen und anschließend deren Griffigkeit mit dem Laborgriffigkeitsmessgerät Frictometer bestimmt. Ebenso wie bei der Sandpolierprüfung erfolgte hier die Griffigkeitsmessung bei drei verschiedenen Geschwindigkeiten. Als maßgebende Beurteilungsgröße diente wiederum der Gleit-

beiwert bei einer Umlaufgeschwindigkeit von 80 km/h nach einer Poliersimulation von 90.000 Überrollungen.

Zur Interpretation teilweise unerwarteter Ergebnisse aus der Asphaltpolierprüfung (AB 8 mit Kersantit-Porphyr-0/2 mm und Dolomit-2/4 mm) wurden Verschleißversuche mit dem Micro-Deval-Gerät durchgeführt. Für diese Untersuchung wurden die Kornklassen 0,09/2 mm und 2/4 mm getrennt voneinander auf deren Widerstand gegen Verschleiß untersucht. Die Prüfung wurde mehrstufig durchgeführt und als Beurteilungsgröße der Micro-Deval-Koeffizient nach der zweiten Beanspruchungsstufe herangezogen. Da es während der Poliersimulation nach Wehner/Schulze auch zu einer Verschleiß- Abriebsbeanspruchung an der Prüfoberfläche kommt, ist die Berücksichtigung des Verschleißwiderstandes im Rahmen der Ergebnisbeurteilung wesentlich. Nützen sich die verwendeten Gesteine unterschiedlich ab, ist die Polierresistenz des Gesteins mit dem größeren Verschleißwiderstandes auf Dauer griffigkeitsbestimmend.

Um einen Bezug zwischen den mit dem Frictometer der TU Wien erzielten Sandpolierwerten und dem Berliner Bewertungshintergrund herzustellen, wurden weiters in Zusammenarbeit mit der TU Berlin eine Vergleichsuntersuchung durchgeführt. Dabei wurden vier verschiedenen Sandproben und zwei Referenzproben zur Prüfung ausgewählt, und mit beiden Geräten eine Polierwertermittlung durchgeführt. Dadurch soll festgestellt werden, ob beide Messsysteme zu derselben Relativbewertung führen.

5.3 Versuchsergebnisse

Aufgrund der Ergebnisse aus dem Quellversuch im ersten Teil des Versuchsprogramms mussten folgende elf Materialien ausgeschieden werden:

- Amphibolit 2
- Betonrecycling
- Diabas 2
- Diabas 3a
- Diabas 4
- Granit 1
- Granulit
- Grünschiefer 1 und 2
- Schrattenkalk
- Serpentin 2

Es blieben daher 19 Materialien für die weiterführenden Untersuchungen übrig (siehe Kapitel 4.2.2).

Die Resultate aus der Sandpolierprüfung zeigen die erwartete deutliche Abstufung, die zu einer Einteilung in insgesamt fünf Polierresistenz-Klassen führte:

- Polierresistenz sehr hoch r_1 : $> 0,68$
- Polierresistenz hoch r_2 : $> 0,61 - 0,68$
- Polierresistenz mittel r_3 : $> 0,53 - 0,61$
- Polierresistenz niedrig r_4 : $> 0,46 - 0,53$
- nicht polierresistent n : $\leq 0,46$

Vor allem die Sande aus Hartgestein, wie Diabas, Granit oder Basalt und auch LD-Schlacke, erzielen sehr hohe Polierwerte an den Sandpolierplatten, die Sande aus karbonathaltigem Gestein wie Kalkstein oder Dolomit hingegen erreichen eher geringere Polierwerte (siehe Kapitel 4.2.3).

Im Rahmen der Vergleichsuntersuchungen zur Sandpolieruntersuchung mit den beiden Laborgriffigkeitsmessgeräten der TU Wien und der TU Berlin konnte mit einer linearen Regressionsbeziehung ($PWF = 1,11 \times PWS$) ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,98$ erzielt werden. Dieses Ergebnis zeigt, dass beide Geräte zu derselben Relativbewertung führen und die verschiedenen Gesteine in gleicher Weise bewerten (siehe Kapitel 4.2.3.3).

Die Abstufung nach den fünf Polierresistenz-Klassen kommt bei den Griffigkeitsuntersuchungen der Asphaltproben nicht in gleicher Weise zum Ausdruck. Trotzdem zeigt sich der Trend, dass die Verwendung eines polierresistenten Sandes in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm zu vergleichsweise deutlich besseren Griffigkeiten führt, als die Verwendung nicht polierresistenter Sande. Für jene AB 8-Mischungen, bei denen in der Kornklasse 0/2 mm und 2/4 mm die Sandqualität variiert wurde, lässt sich eine ähnliche Tendenz ableiten, wobei die Polierresistenz der Kornklasse 0/2 mm einen größeren Einfluss auf die Griffigkeit von Asphalt hat als die Polierresistenz der Kornklasse 2/4 mm. Mittel bis gering polierresistente Sande bei AB 8 haben praktisch keinen Einfluss auf die Verbesserung der Griffigkeit. Es wird ein ähnliches Niveau wie bei der Verwendung von nicht polierresistenten Sanden erreicht (siehe Kapitel 4.2.4).

Auch die Versuche mit AB 8-Mischungen mit gering polierresistentem Splittkorn im Bereich 4/8 mm, zeigen eindeutig den Einfluss des polierresistenten Sandes auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt, wenn dieser in beiden Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm verwendet wird. Ebenfalls bestätigt sich der Trend, dass die Kornklasse 0/2 mm einen größeren Einfluss auf die Griffigkeit von Asphalt hat als die Kornklasse 2/4 mm (siehe Kapitel 4.2.5).

Aus den Versuchen, die mit dem Splittmastixasphalt durchgeführt wurden, kann generell kein Einfluss der feinen Fraktionen ≤ 4 mm auf die Erhöhung der Griffigkeit abgeleitet werden. Alle Mischungen erreichen Gleitbeiwerte auf einem vergleichsweise sehr hohen Niveau. Die Gleitbeiwerte werden dabei ausschließlich von der Polierresistenz des verwendeten Splittkorns 4/8 mm bestimmt. Die Polierresistenz der verwendeten Sande hat hierbei keinen Einfluss.

Die Ergebnisse der Micro-Deval-Untersuchung zeigen, dass eine hohe Polierresistenz nicht zwingend einen hohen Verschleißwiderstand bedingt. Lässt man diese Erkenntnisse in die Beurteilung der Asphaltpolieruntersuchung einfließen, stellt man fest, dass bei der Mischung zweier unterschiedlicher Gesteine in den Kornklassen 0/2 mm und 2/4 mm der Verschleißwiderstand der verwendeten Materialien eine wesentliche Rolle spielt. Da die Polierresistenz des verschleißfesteren Materials größeren Einfluss auf die Griffigkeit hat, muss der Verschleißwiderstand der verwendeten Materialien in diesen beiden Kornklassen aufeinander abgestimmt werden, um eine griffigkeitserhöhende Wirkung zu erzielen. Der Verschleißwiderstand des polierresistenten Gesteins einer Kornklasse darf also nicht geringer sein als jener des nicht polierresistenten der anderen Kornklasse.

5.4 Schlussfolgerungen

Die Zusammensetzung der für das Mischgut ausgewählten Korngrößenverteilung bestimmt die Griffigkeit von Deckschichten aus Asphaltbeton (AB 8) und Splittmastixasphalt (SMA 8) in unterschiedlicher Weise. Während bei Splittmastixasphalt kein griffigkeitserhöhender Einfluss des polierresistenten Sandes ableitbar ist, kann bei Asphaltbeton ein deutlicher Einfluss der Polierresistenz des Sandes auf die Griffigkeit nachgewiesen werden, unabhängig von der Polierresistenz des verwendeten Splittkorns. Der größte Einfluss zur Erhöhung der Griffigkeit lässt sich bei Verwendung eines polierresistenten Sandes in der Kornklasse 0/4 mm oder 0/2 mm feststellen. Wird der Sand allerdings ausschließlich im Korngrößenbereich 0/2 mm verwendet, ist der Verschleißwiderstand des Sandes auf jenen des in der Kornklasse 2/4 mm verwendeten Gesteins abzustimmen. Ein polierresistenter Sand der einen geringen Verschleißwiderstand aufweist, kann keine griffigkeitserhöhende Wirkung erzielen. Der Einfluss der Kornklasse 2/4 mm auf das Griffigkeitsverhalten von Asphalt ist vergleichsweise gering, jedoch ebenfalls vorhanden. Die Verwendung von mittel bis gering polierresistenten Sanden in diesen beiden Kornklassen führt hingegen zu keiner Verbesserung der Griffigkeit von Asphalt. Es ist daher sinnvoll, in Hinkunft hinsichtlich der Beurteilung der Sandpolierresistenz nur zwei Gruppen zu unterscheiden.

Die untersuchten Asphaltmischungen mit einem Größtkorn von 8 mm finden derzeit vorwiegend im schwächer belasteten Straßennetz Verwendung. Aufgrund der

geringeren Verkehrsbelastung im untergeordneten Straßennetz und der damit verbundenen geringeren Polierbeanspruchung der Straßenoberfläche, sind die Anforderungen an den PSV-Wert vergleichsweise geringer (Lastklasse III: $PSV \geq 45$ bzw. Lastklassen IV und V: $PSV \geq 40$). Durch den Einsatz hoch polierresistenter Sande, die die Beständigkeit des Asphalts gegen Quellung nicht negativ beeinflussen, könnte jedoch auf einfache Weise eine Griffigkeitserhöhung erreicht werden, ohne die bestehenden Kriterien hinsichtlich des PSV-Werts zu verändern.

Die kürzlich erschienene überarbeitete RVS 8S.01.41 [FSV, 2004] sieht bereits zumindest die Angabe eines PSV-Werts (PSV_{angeben}) für den Korngrößenbereich 0/2 mm vor. Die Erfahrungen im Rahmen dieser Arbeit zeigen jedoch, dass der PSV-Wert kein geeignetes Kriterium zur Beschreibung der Polierresistenz von Sanden 0/2 mm ist. Die Eigenschaften der beim PSV-Verfahren verwendete Prüfkörnung 8/10 mm sind mit jenen der Kornklasse 0/2 mm nicht vergleichbar. Im Rahmen einer weiteren Überarbeitung dieser RVS wäre es deshalb sinnvoll, anstatt des PSV-Wertes den Polierwert gemäß dem Verfahren nach Wehner/Schulze als Anforderungskriterium festzulegen. Um allerdings Anforderungskriterien festlegen zu können, wäre vorab eine Normung des Prüfverfahrens zur Beurteilung der Polierresistenz von Sanden sowohl sinnvoll als auch erforderlich.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass der Einsatz polierresistenter Materialien zwar eine notwendige aber keine hinreichende Bedingung ist, um ein hohes Kraftschlussvermögen zwischen Straßenoberfläche und Fahrzeugreifen zu erreichen. Neben der Polierresistenz der verwendeten Gesteinskörnung haben auch deren Verschleißwiderstand und andere Parameter wie der verwendete Fahrzeugreifen, ein etwaiges Zwischenmedium etc. großen Einfluss auf die aktivierbare Reibung.

6. LITERATUR

- ALLBERT B.J.: Reifen und Hydroplaning, In Intern. Kolloquium über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe in Berlin 1968, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1970.
- AUGUSTIN H.: Ein neues Gerät zur Messung der Griffigkeit, Österreichische Bauwirtschaft, Ausgabe 4, 1987a.
- AUGUSTIN H. und K.KRAL: Frost-Tau-Versuche an Asphaltprobekörpern, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 317, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, 1987b.
- AUGUSTIN H., W. EPPENSTEINER und M. ZIEGER: Verschleißversuche an Straßenbaugesteinen nach EN 1097-1, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 494, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, 1999.
- BACHMANN. T.: Literaturrecherche zum Reibwert zwischen Reifen und Fahrbahn, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 12: Verkehrstechnik/Fahrzeugtechnik, Nr. 286, VDI-Verlag, Darmstadt, 1996.
- BACHMANN. T.: Wechselwirkungen im Prozess der Reibung zwischen Reifen und Fahrbahn, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 12: Verkehrstechnik/Fahrzeugtechnik, Nr. 360, VDI-Verlag, Darmstadt, 1998.
- BMVIT: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie:
Vorläufige Griffigkeitsanforderungen für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt und Beton, ergänzende Vertragsbestimmungen, 2002.
Griffigkeitsanforderungen für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt und Beton, ergänzende Vertragsbestimmungen, 2003.
- BOWDEN F.P. and D.TABOR: The friction and lubrication of solids, Oxford University Press, Oxford, 1950.
- BREYER G.: Untersuchungen des Laborversuches zur Bestimmung der Polierbarkeit von Straßenbaugesteinen, Dissertation am Institut für Straßenbau und Verkehrswesen der TU Wien, Wien, 1980.
- BREYER G.: Der Polierversuch, Teil I: Untersuchung des Laborversuches, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 223, Bundesministerium für Bauten und Technik, Wien, 1983.
- BREYER H.: Rauigkeit und Glätte von Gesteinen und von Straßen, Straßen- und Tiefbau, Heft 11, Heidelberg, 1954.
- BREUER J.-U und V. BAIERL: Einfluss der Splittqualität auf die Griffigkeit und Lebensdauer von Oberflächenbehandlungen an einer Versuchsstrecke, Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 592, Bonn, 1991.
- BÜHLMANN F.: Einfluss der Witterung auf die Griffigkeit von Fahrbahnen, ISETH-Mitteilungen, Heft 53, Zürich, 1985.

DAMES J. und P. SULTEN: Einfluss der Oberflächenausführung von Betondecken auf die Griffigkeit, Straße und Autobahn, Heft 1, Bonn, 1981.

DAMES J., J.HUFSCHMIDT, J.LINDNER und P.SULTEN: Langfristige Beobachtung des Griffigkeitsverhaltens von Versuchsstrecken, Straße und Autobahn, Heft 11, 1986.

DAMES J., H.RODEWALD und J.LINDNER: Einfluss der Polierbarkeit von Sand auf die Griffigkeit von Asphaltbetondeckschichten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 528, Bonn, 1988.

DAMES J. und J.LINDNER: Untersuchungen über den Einfluss des Größtkorns in bituminösen Deckschichten auf die Griffigkeit, Straße und Autobahn, Heft 6, 1989a.

DAMES J. und J.LINDNER: Ermittlung der Endpolierwerte von im Straßenbau verwendeten Gesteinen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 574, 1989b

DAMES J. und J.LINDNER: Zusammenhang zwischen dem Polierwiderstand von Mineralstoffen und der Griffigkeit von Straßendecken, Schlussbericht zu FENr. 06.049 G 86 C, Berlin, 1990.

DAMES J. und J.LINDNER: Untersuchungen über den Einfluss unterschiedlicher Mineralstoffe auf das Gebrauchsverhalten von Asphaltdeckschichten hinsichtlich Griffigkeit, Querebenheit und Reifengeräuschen, Schlussbericht zu FENr. 6.061 G 93 E, Berlin, 1997.

DAMES J.: Untersuchungen zur Sandpolierprüfung in Anlehnung an BS 812, Schlussbericht zu FE-Nr. 06.068/1996/CGB, Berlin, 2000a.

DAMES J. und J.LINDNER: Griffigkeitsuntersuchungen auf der Splitt-Versuchsstrecke Bamberg A70, Straße und Autobahn, Heft 7, 2000b.

DE QUERVAIN F.: Technische Gesteinskunde, Birkhäuserverlag Basel und Stuttgart, 1967.

DFT – The Departement for Transport, London
Design Manual for Roads and Bridges, Vol.7 Pavement Design and
Maintanance, Skidding Resistance, HD 28/94, 1994.

DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin
DIN 1996 Teil 4 (1984): Prüfung von Asphalt – Herstellung von Prüfkörpern
aus Mischgut.
DIN 1996 Teil 7 (1992): Prüfung von Asphalt – Bestimmung von Rohdichte,
Raumdichte, Hohlraumgehalt und Verdichtungsgrad.
DIN 1996 Teil 9 (1981): Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und
verwandte Gebiete (Quellversuch).
DIN 1996 Teil 20 (1984): Prüfung von Asphalt – Herstellung von Mischgut im
Laboratorium, Walzasphalt Mischgut.

EPPENSTEINER W.: Vom Werden und Vergehen des Steins, In Steinbruch, H.
Lachmayer, Wien, 1999.

FEIX R.: Untersuchungen von Sanden zur Ermittlung der auf die Qualität bituminöser Mörtel wirksamen Einflussfaktoren, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 275, Bonn, 1979.

FENZ G., H.GREGORI, R.KRZEMIEN und H.WALDHANS: Haftverhalten und Quellung polymermodifizierter Bitumen, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 476, BMwA, Wien, 1998.

FGSV: Forschungsgemeinschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
Merkblatt für den Bau griffiger Asphaltdeckschichten, 1994.
TP Min StB, Teil 5.5.2: Bestimmung des Polierwertes mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze, 1999.
TP Griff-StB (SCRIM): Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau, Teil: Messverfahren SCRIM, 2001.
Merkblatt zur Bewertung der Straßengriffigkeit bei Nässe, 2003.

FSV: Forschungsgesellschaft Straße Verkehr, Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau, Wien
RVS 11.062: Prüfverfahren – Steinmaterial, 1986a.
RVS 8S.06.27: Bituminöse Decken – Walzasphalt, 1997.
RVS 8.01.11: Steinmaterial – Gesteinskörnungen für den Straßenbau, 1993.
RVS 1.112: Begriffsbestimmung-Bautechnik, 1984.
RVS 8S.01.41: Anforderungen an Asphaltmischgut, 2001 bzw. 2004.
RVS 8S.04.11: Anforderungen an Asphalttschichten, 2001.
RVS 8.161: Industrielle Nebenprodukte und wieder verwendbare Baustoffe für den Straßenbau – LD-Schlacke, 1986b.
RVS 8S.05.11: Tragschichten – Ungebundene Tragschichten, 2004.
RVS 11.066 Teil V: Griffigkeitsmessungen mit dem Stuttgarter Reibungsmesser (System RoadSTAR), 2002.

FUCHS M.: Griffigkeitsmessung in Österreich, Tagungsband zum Kolloquium Fahrbahngriffigkeit, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung, TU Wien, Heft 13, Wien, 2002.

GEYER W: Der Einfluss geometrischer Reibflächen-Rauhigkeitsformen auf das trockene und nasse Reibverhalten von Gummi, Automobil-Industrie, Heft 2 und Heft 4, Würzburg, 1972.

GRÄTZ B.: Langzeitwirkung von dünnen Schichten bezüglich der Erhaltung relevanter Oberflächenmerkmale, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 761, Bonn, 1998.

GÜNTHERODT H.-J. und H. BURKHART: Atomare Reibung, www.nano-world.org, 2003.

HERBST G., E.HINTSTEINER und R.KRZEMIEN: Die Quellung von Asphalt – Bericht über einen Ringversuch, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 256, BMwA, Wien, 1985.

HOFFERBERTH W.: Verbesserter Kraftschluss der Reifen auf nassen Straßen, In Intern. Kolloquium über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe in Berlin 1968, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1970.

- HOLL A.: Über die Wirkungsweise des Füllers in Bitumen-Mineral-Gemischen, Bitumen Teere Asphalte Peche, Heft 4, Hannover, 1963a.
- HOLL A.: Bitumenschlämmen, Bitumen, Heft 6, Hamburg, 1963b.
- HOLL A.: Bituminöse Straßen, Technologie und Bauweisen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1971.
- HUSCHEK S., DAMES J., RITTERSHOFER M.: Griffigkeitsschwankungen von Fahrbahndecken, Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 574, Bonn, 1989.
- HUSCHEK S.: Bewertung der Straßengriffigkeit bei Nässe, Straße und Autobahn, Heft 3, Bonn, 1995.
- HUSCHEK S. und P.D. MERZOUG: Zusammenhang zwischen Rauheit und Griffigkeit, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 735, Bonn, 1996a.
- HUSCHEK S.: Kennzeichnung der Oberflächenrauheit und deren Einfluss auf die Griffigkeit und die Reifengeräusche, Straße und Autobahn, Heft 6, Bonn, 1996b.
- HUSCHEK S. J. DAMES und M. RITTERSHOFER: Griffigkeitsschwankungen von Fahrbahndecken, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 720, Bonn, 1996c.
- HUSCHEK S., J.DAMES, J.KANYI und J.LINDNER: Untersuchungen zum Griffigkeitsverhalten von Splittmastixasphalt-Deckschichten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 837, Bonn, 2002a.
- HUSCHEK S.: Die Griffigkeitsprognose mit der Verkehrssimulation nach Wehner/Schulze, Tagungsband zum Kolloquium Fahrbahngriffigkeit, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung, TU Wien, Heft 13, Wien, 2002b.
- KALENDER U.: Wechselwirkung Reifen/Fahrbahnoberfläche auf den Kraftschluss bei Nässe und hohen Fahrgeschwindigkeiten bei Verwendung neuester Reifentypen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 498, Bonn, 1987.
- KRZEMIEN R.: Gesteinskörnungen, In Asphalt-Handbuch, 3. Auflage, Gestrata, Wien, 2002.
- KRETZ R.: Qualitätssicherung bei den Systemen der Zustandserfassung und -bewertung – Die Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche, In: Tagungsband Deutscher Straßen- und Verkehrskongress in München 2002, Kirschbaum Verlag, Bonn, 2003.
- KUMMER H. W.: Unified Theory of Rubber and Tire Friction. Pennsylvania State University, Eng. Res. Bull. B-94, College of Engineering, Pennsylvania State University, Pennsylvania USA, 1966.
- KUMMER H. W. und W.E. MEYER: Verbesserter Kraftschluss zwischen Reifen und Fahrbahn – Ergebnis einer neuen Reibungstheorie, ATZ 69/8, Stuttgart, 1967.
- KUMMER H.W. und W.E. MEYER: Versuch der Festlegung von Anforderungen an die Griffigkeit von Hauptverkehrsstraßen außerhalb von Ortschaften, In Intern. Kolloquium über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe in Berlin 1968, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1970.

- LAMM R., A. TAUBMANN und J.ZOELLNER: Zusammenfassende Untersuchung zum Begriff der kritischen Wasserfilmdicke, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 436, Bonn, 1985.
- LANG M.: Besondere Aspekte bei der Aufbereitung von Hartgesteinen, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, Technisch-wissenschaftliches Organ der Montanuniversität Leoben, der ASMET und des BVÖ, Heft 4, Wien, 2003.
- LINDNER J.: Erweiterung der Möglichkeiten für die Beurteilung von Mineralstoffen bezüglich Polierbarkeit, Schlussbericht zum FA 4.037, BMV, Bonn, 1982.
- LITZKA J. und E. FRIEDL: Untersuchungen über den maßgebenden Reibungsbeiwert, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 376, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien, 1988.
- LITZKA J., A. VYUDIL und C. STRECKEL: Österreichischer Schadenskatalog für Asphalt- und Betonstraßen, Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung TU Wien, Wien, 2000.
- LITZKA J., A. PFEILER und M. ZIEGER: Der Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 534, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien, 2003.
- MACLEAN D.J. and F.A.SHERGOLD: Das Polieren von Gesteinen in Beziehung zu ihrer Auswahl für die Verwendung in Straßendecken, Straße und Autobahn, Heft 10, 1961. (Englisches Original: „The Polishing of Roadstones in Relation to Their Selection for Use in Road Surfacing“, Journal Institution of Highway Engineers, London 1959.)
- MAURER P., M. MEISSNER, M. FUCHS, J. GRUBER und P. FOISSNER: Straßenzustandserfassung mit dem RoadSTAR – Messsystem und Genauigkeit, ÖFPZ Arsenal GmbH, Wien, 2002.
- MITSCHKE M.: Dynamik der Kraftfahrzeuge - Band A: Antrieb und Bremsung, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1988.
- MÜLLER W., BUCHTA H., PASS F. und V. VASILJEVIC: Asphalt im Straßenbau, In Asphalt-Handbuch 3. Auflage, Gestrata, Wien, 2002.
- NEUMANN R.: Geologie für Bauingenieure, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München, 1964.
- ÖFPZ Arsenal GmbH: Arbeitsanweisung zur Prüfung des Mürbkorngehaltes mit dem Micro-Deval-Gerät, 1999, Wien.
- ONI Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNORM B 3128 (1986): Prüfung von Naturstein und von anorganischen Baustoffen, Prüfung von Körnungen in der Los Angeles-Trommel.
 - ÖNORM B 3129 (1991): Natürliche Gesteine – Richtwerte für die Auswahl.
 - ÖNORM B 3130 (2003): Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 13043, Gesteinskörnungen für Asphalte und Oberflächenbehandlungen für Straßen, Flugplätze und andere Verkehrsflächen.
 - ÖNORM B 3580 (Entwurf 3/2003): Asphalt, Anforderungen Teil 1: Asphaltbeton
 - ÖNORM B 3681 (1997): Prüfung technischer Asphalte für den Straßenbau und

für verwandte Gebiete, Anteil an quellfähigen Materialien (Quellversuch).
ÖNORM EN 933-4 (2004): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 4: Bestimmung der Kornform – Kornformkennzahl.
ÖNORM EN 933-5 (1998): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 5: Bestimmung des Anteils an gebrochenen Körnern in groben Gesteinskörnungen.
ÖNORM EN 1097-1 (1996, bzw. Schlussentwurf 2003): Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Verschleiß (Micro-Deval).
ÖNORM EN 1097-2 (1998): Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 2: Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung.
ÖNORM EN 1097-8 (2000): Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 8: Bestimmung des Polierwertes.
ÖNORM EN 1367-1 (2000): Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen – Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Frost-Tau-Wechsel.
ÖNORM pr EN 12697-33 (1999): Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 33: Probekörperherstellung mit einem Plattenverdichter.
ÖNORM EN 13043 (2003): Gesteinskörnungen für Asphalte und Oberflächenbehandlungen für Straßen, Flugplätze und andere Verkehrsflächen.

PATRIA VAMMAS AEC: Produktbeschreibung Skiddometer BV 11, www.patria.fi, 2003.

PFEILER A.: Der GripTester – ein Kleingerät zur dynamischen Griffigkeitsmessung, Tagungsband zum Kolloquium Fahrbahngriffigkeit, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung, TU Wien, Heft 13, Wien, 2002.

PFEILER A. und J. LITZKA: Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken, In Intern. Kolloquium über Prüfung, Bewertung und Bemessung von Straßenbefestigungen, Dresden, 2003.

PFEILER A.: Einfluss des Sandes auf das Griffigkeitsverhalten bituminöser Decken, Sand und Kies, Informationen der Österr. Arbeitsgemeinschaft für Sand und Kies, Ausgabe 63, Wien, 2003.

REIMPELL J.: Fahrwerktechnik, Vogel-Verlag, Würzburg, 1971.

SHELLENBERG K.: Der Filler als wesentlicher Beitrag zur Standfestigkeit von bituminösen Belägen, Straße und Verkehr, Heft 6, Zürich, 1975.

SCHULZE K.: Festlegung eines Prüfverfahrens zur Verschleißnachahmung anhand von Verschleißmessungen auf 43 Versuchsfeldern der BAB Salzburg-München, Straße und Autobahn, Heft 3, Bonn, 1973.

SCHULZE K.-H.: Einfluss der geometrischen Feingestalt der Straßenoberfläche auf den Kraftschluss, Straße und Autobahn, Heft 10, Bonn, 1959.

SCHULZE K.-H.: Typen der Oberflächenfeingestaltung und ihre Wirkung auf den Reibungswiderstand bei Nässe, In: Intern. Kolloquium über Straßengriffigkeit und

- Verkehrssicherheit bei Nässe in Berlin 1968, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1970a.
- SCHULZE K.-H.: Zur quantitativen Bewertung der Rauheit von Straßenoberflächen in Beziehung zum Reibungswiderstand bei Nässe, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV, Heft 103, Bonn, 1970b.
- SCHULZE K.-H.: Kraftschluss neuester Reifentypen bei nassen Fahrbahnoberflächen und hohen Geschwindigkeiten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 228, Bonn, 1977.
- SCHULZE K.-H.: Griffigkeit und Rauheit, In: Handbuch des Straßenbaus, Band 1: Grundlagen und Entwurf, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 1979.
- SCHUMANN W.: Mineralien, Gesteine – Merkmale, Vorkommen und Verwendung, BLV Verlagsges.m.b.H., München, 2003.
- STIEGENBERGER J.: Neueste Entwicklungen im Betonstraßenbau, In Tagungsband Aktuell Trends im Straßenbau, Spittal a.d. Drau, 2003.
- SULTEN P.: Einfluss der Oberflächenausführung von Betondecken auf die Griffigkeit, Straße und Autobahn, Heft 3, Bonn, 1985.
- TIEFENBACHER H.: Die Griffigkeit des Österreichischen Bundesstraßennetzes und ihre Bewertung, In Tagungsband Vorträge zu Straßenbau und Straßenerhaltung, Spittal a.d. Drau, 1999.
- TIEFENBACHER H.: Griffigkeitsanforderungen aus der Sicht der Österreichischen Bundesstraßenverwaltung, Tagungsband zum Kolloquium Fahrbahngriffigkeit, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung TU Wien, Heft 13, Wien, 2002.
- VAN DER SLUIS S., C. PLATEN, G. MAYER und B. STEINAUER.: Griffigkeit von Fahrbahnoberflächen, Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 841, Bonn, 2002.
- VOGLER H.: Das Problem der witterungsbedingten Griffigkeitsschwankungen aus petrographischer Sicht, Straße und Autobahn, Heft 8, Bonn, 1966.
- VSS – Schweizerischer Verband der Straßen- und Verkehrsfachleute, Zürich.
SN 640 510 b (1985): Griffigkeit – Messverfahren
- WEBER J.: Probleme bei der Verwendung von Fillern im bituminösen Straßenbau, Straße und Verkehr, Heft 9, Zürich, 1980.
- WEHNER B.: Einige neue Feststellungen zu den Fragen der Straßengriffigkeit, Straße und Autobahn, Heft 11, Bonn, 1961.
- WEHNER B. und K.-H.SCHULZE: Laborversuche zur Bestimmung der Griffigkeitswerte und Polierfähigkeit von Straßendecken, Zwischenbericht zum Forschungsauftrag 4.304, Berlin, 1964 (unveröffentlicht).
- WEHNER B.: Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe, In Intern. Kolloquium über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe in Berlin 1968, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1970.

WEHNER B.: Das Problem Straßengriffigkeit – Von den Anfängen bis zur Gegenwart, Straßenforschung, 50 Jahre FGSV 1924-1974, Bonn, 1974.

WIEHLER H.-G.: Straßenbau – Konstruktion und Ausführung, 3. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1995.

WISTUBA M., J. LITZKA und R. BLAB: Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 507, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien, 2001.

WOERNLE C.: Fahrmechanik, Manuskript zur Vorlesung, Institut für Antriebstechnik und Mechatronik, Universität Rostock, Rostock, 2002.

ZENKE G.: Das Problem der Haftung zwischen Kohlenwasserstoffbindemitteln und Gesteinskörnungen, Bitumen, Heft 3, Hamburg, 1980.

ZIEGER M.: Polierversuch, Teil 3, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 385, BMWA, Wien; 1990.

ZIPKES E.: Griffigkeit-Bremsspur-Kraftübertragung, ISETH Mitteilungen, Heft 56, Zürich 1984.