

ANWENDUNG DER MIKROINDENTATION ZUR
GEFÜGEUNTERSUCHUNG VON
FAHRBAHNDECKENBETONEN

Jens Skarabis

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grads eines

Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Prüfer der Dissertation: 1. Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen
2. Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, Ruhr-Universität Bochum

Die Dissertation wurde am 23.07.2020 bei der Technischen Universität München eingereicht und von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 27.11.2020 angenommen.

KURZFASSUNG

Das Prüfverfahren nach Vickers wird seit vielen Jahrzehnten erfolgreich eingesetzt, um schnell und zerstörungsarm die Härte von Werkstoffen zu prüfen. Anders als bei der konventionellen Härteprüfung betragen bei der Mikroindentation nach Vickers die Abmessungen des in der Prüffläche verbleibenden Abdrucks maximal einige Zehntelmillimeter. Seit einigen Jahren wird die Mikroindentation zunehmend auch zur Untersuchung zementgebundener Baustoffe eingesetzt. Mit dieser Methode lassen sich unter einem Mikroskop sehr kleine Bereiche prüfen, um beispielsweise oberflächennahe Phänomene, wie die Intensität eines chemischen Angriffs, zu untersuchen.

In dieser Arbeit wurde die Mikroindentation nach Vickers eingesetzt, um das Gefüge praxisüblicher Fahrbahndeckenbetone in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter zu untersuchen. Zunächst wurden die Einflüsse aus Wasserzementwert, Betonalter und Carbonatisierung untersucht. Hier zeigte sich erwartungsgemäß eine zunehmende Vickershärte bei abnehmendem Wasserzementwert bzw. zunehmendem Betonalter. Schwerpunkt der Arbeit bildete die anschließende Untersuchung zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe. Die Untersuchungen ergaben, dass im Alter von 28 Tagen im oberflächennahen Bereich bis zu einer Tiefe von rd. 5 mm die Vickershärte von der Carbonatisierung dominiert wird. Unterhalb der Carbonatisierungsfront zeigte sich dann ein deutlicher Einfluss der Nachbehandlungsgüte. Bei einem nicht nachbehandelten Beton betrug die Vickershärte in einer Tiefe von 7,5 mm nur rd. 75 % von der des Kernbetons. Bezogen auf die Untersuchung zum Einfluss des Wasserzementwerts auf die Vickershärte konnte dazu Folgendes abgeleitet werden: Im Alter von 28 Tagen und in einer Tiefe von 7,5 mm entsprach die Vickershärte eines Betons, der mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt und anschließend nicht nachbehandelt wurde, einem Beton sonst gleicher Zusammensetzung, der mit einem Wasserzementwert von $\geq 0,50$ hergestellt und konservierend nachbehandelt wurde. Unterhalb von 7,5 mm nahm der Einfluss der Nachbehandlung wieder ab, bis die Vickershärte unabhängig von der gewählten Nachbehandlungsmaßnahme in einer Tiefe von rd. 12 mm den Wert des Kernbetons erreichte. Ein signifikanter Einfluss der Zementart wurde dabei nicht festgestellt. Die Vickershärten von Betonen, die mit hütensandhaltigen Zementen hergestellt wurden, waren mit denen der Portlandzementbetone vergleichbar.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG.....	1
2	OBERFLÄCHENEIGENSCHAFTEN VON FAHRBAHNDECKEN AUS BETON.....	3
2.1	Die Textur	3
2.1.1	Herstellung	3
2.1.2	Eigenschaften und Charakterisierung.....	6
2.2	Griffigkeit.....	10
2.3	Geräuschemission.....	11
3	NACHBEHANDLUNG.....	13
3.1	Überblick und Relevanz	13
3.2	Austrocknung des jungen Betons	13
3.3	Hydratation.....	15
3.4	Maßnahmen und Dauer der Nachbehandlung	17
3.5	Festbetoneigenschaften	18
3.6	Zusammenfassung	21
4	HÄRTE	21
4.1	Prüfprinzip und -verfahren	21
4.2	Vickershärte.....	22
4.2.1	Verfahrensprinzip.....	22
4.2.2	Probenvorbereitung	23
4.2.3	Durchführung	23
4.3	Untersuchung zementgebundener Baustoffe.....	24
5	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	26
5.1	Konzept und Untersuchungsprogramm.....	26
5.2	Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzungen.....	28
5.3	Herstellung, Nachbehandlung und Texturierung der Betone	29
5.4	Bestimmung der Festbetoneigenschaften	30
5.4.1	Texturmessungen.....	30
5.4.2	Druck- und Spaltzugfestigkeit.....	31
5.4.3	Carbonatisierungstiefe.....	32
5.4.4	Frost-Tausalz-Widerstand	32
5.4.5	Vickershärte.....	32
6	EINFLUSS DES WASSERZEMENTWERTS, DES BETONALTERS UND DES LUFTPORENGEHALTS AUF DIE VICKERSHÄRTE	36
6.1	Wasserzementwert.....	36
6.2	Betonalter und Luftporengehalt.....	42

7	EINFLUSS DER CARBONATISIERUNG AUF DIE VICKERSHÄRTE DES BETONGEFÜGES	45
8	EINFLUSS DER NACHBEHANDLUNG	51
8.1	Allgemeines.....	51
8.2	Probekörper und Nachbehandlung	51
8.3	Untersuchungen.....	52
8.4	Beton mit Waschbetontextur	52
8.4.1	Art der Nachbehandlung.....	52
8.4.2	Dauer der Nachbehandlung	68
8.5	Konventioneller Oberbeton	70
8.5.1	Art der Nachbehandlung.....	70
8.5.2	Dauer der Nachbehandlung	73
9	DAS ALTER DES BETONS ZUM ZEITPUNKT EINES GRINDINGS UND GROOVINGS	74
9.1	Vorbemerkung.....	74
9.2	Untersuchungen und Ergebnisse	74
10	ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN	78
11	LITERATURVERZEICHNIS	84

ANHANG

1 EINLEITUNG

Verkehrsflächen aus Beton sind insbesondere bei hohen Belastungen eine ideale Bauweise, die verformungsstabil, dauerhaft und wartungsarm ist. Zur Sicherstellung einer hohen Dauerhaftigkeit sind die Konstruktionsprinzipien unter Berücksichtigung des zu erwartenden Verkehrsaufkommens und der klimatischen Bedingungen sowie die Wahl geeigneter Baustoffe und eine fachgerechte Herstellung zu beachten. Neben dauerhaften Substanzeigenschaften wird eine hohe Dauerhaftigkeit der Gebrauchseigenschaft Griffigkeit und zunehmend auch der Lärminderung erwartet. Beide Eigenschaften werden ganz entscheidend von der Textur der Fahrbahndecke beeinflusst. In diesem Zusammenhang hat sich das Texturieren des frischen Oberflächenmörtels durch Nachziehen eines Jutetuchs als wenig dauerhaft erwiesen und wurde im Jahr 2006 durch die Waschbetonbauweise, die seitdem in Deutschland die Regelbauweise für Fahrbahndecken aus Beton darstellt, abgelöst. Fahrbahndecken aus Waschbeton sind dauerhaft griffig und mit einem D_{Stro} -Wert von -2 dB(A) derzeit in Deutschland die einzige lärmindernde Betonbauweise. Alternativ zum Waschbeton, der primär beim Autobahnbau zum Einsatz kommt, ist zudem bei Flugbetriebsflächen, bei Kreisverkehren und im innerstädtischen Bereich das Texturieren des frischen Oberflächenmörtels mittels Kunstrasen oder Besen üblich. In den vergangenen Jahren wurden Neubaustrecken auch zunehmend mittels Grinding texturiert. Hintergrund der verstärkten Anwendung ist, dass Grindingtexturen dauerhaft griffig sind und zusätzlich lärmindernde Eigenschaften aufweisen können. Zur Herstellung von Grindingtexturen wird eine rotierende Welle, auf der in geringem Abstand Sägeblätter angeordnet sind, über den erhärteten Beton geführt. Dabei werden wenige Millimeter des Betons abgetragen und eine neue Textur in die Oberfläche geschnitten.

Eine Grundvoraussetzung für eine hohe Dauerhaftigkeit einer Textur ist die Nachbehandlung im Anschluss an den Betoneinbau. Die Nachbehandlung soll gewährleisten, dass im jungen Beton die Hydratation des Zements in dem von einer Austrocknung betroffenen oberflächennahen Bereich ungestört erfolgen kann. Der Nachbehandlung von Fahrbahndecken aus Beton kommt eine besondere Bedeutung zu, da der Beton unmittelbar nach dem Einbau der Witterung ausgesetzt ist und

nicht wie im Hochbau durch die Schalung vor Austrocknung geschützt ist. Hinzu kommt, dass in der Nutzungsphase der von der Austrocknung am stärksten betroffene oberflächennahe Bereich die höchste Beanspruchung aus Verkehr und Umwelt erfährt. Eine unzureichende Nachbehandlung des Betons führt insbesondere im oberflächennahen Bereich zu verminderten Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften, was zu einer veränderten Texturgeometrie und somit ggf. zu einer Verschlechterung der Griffigkeits- sowie der Lärminderungseigenschaften führen kann.

Bisherige Untersuchungen zur Beurteilung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Hydratation bzw. auf die Entwicklung des Betongefüges konzentrieren sich im Wesentlichen auf die Bestimmung von Festbetoneigenschaften, wie z. B. der Kapillarporosität, der Druck- und Biegezugfestigkeit oder dem Frost-Tausalz-Widerstand. Bei mangelnder Nachbehandlungsgüte sind diese Eigenschaften in der Regel deutlich schlechter als bei guter Nachbehandlung. Mit diesen Verfahren lässt sich jedoch nur der von der jeweiligen Beanspruchung betroffene Bereich integral bewerten. Eine tiefenabhängige Betrachtung des Gefüges ist nicht oder nur unter großem Aufwand möglich. Auch ist es nur bedingt möglich, zu beurteilen, bis zu welcher Tiefe eine mangelnde Nachbehandlung die Hydratation beeinflusst. Hinzu kommt, dass die Nachbehandlungsgüte auch die Carbonatisierung des Betons beeinflusst und infolge der Carbonatisierung Festbetoneigenschaften durchaus auch positiv beeinflusst werden können. Folglich ist es ebenfalls auch nur unter großem Aufwand möglich, eine tiefenabhängige Bewertung einer Nachbehandlungsmaßnahme unabhängig von der Carbonatisierung vorzunehmen.

Im Hinblick auf Waschbeton- und Grindingtexturen stellt sich in diesem Zusammenhang beispielsweise die Frage, inwieweit bei diesen Arten der Texturierung die Nachbehandlung dieselbe Bedeutung hat wie beispielsweise bei Straßenbetonen, deren frischer Oberflächenmörtel mit einem Kunstrasen oder Besen texturiert wird.

Da beim Waschbeton wie auch beim Grinding die von einer Austrocknung am stärksten betroffene oberflächennahe Schicht durch das Ausbürsten bzw. durch den Schneidvorgang entfernt wird,

kommt hier der Nachbehandlung gegebenenfalls eine untergeordnete Bedeutung zu.

In dieser Arbeit wurde die Mikroindentation nach Vickers eingesetzt, um die oben beschriebenen Fragestellungen zu beantworten. Bei der Härteprüfung nach Vickers dringt ein pyramidenförmiger Diamantprüfkörper bei konstanter Prüfkraft in die zu prüfende Probe ein. Aus den Abmessungen des in der Oberfläche verbleibenden Prüfabdrucks wird die Härte ermittelt. Die Bestimmung der Vickershärte wird seit vielen Jahrzehnten eingesetzt, um schnell und zerstörungsfrei Werkstoffe zu prüfen. Anhand der Härte lässt sich beispielsweise im Rahmen der Qualitätssicherung die Güte eines Stahls beurteilen. Seit einigen Jahren wird die Härteprüfung auch zunehmend eingesetzt, um zementgebundene Baustoffe zu untersuchen. Mit dieser Methode lassen sich Bereiche in der Größe weniger Mikrometer prüfen, um beispielsweise oberflächennahe Phänomene, wie die Intensität eines chemischen Angriffs, zu untersuchen.

Zur Klärung der beschriebenen Sachverhalte wurden die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit wie folgt aufgebaut: Für die Untersuchungen wurden praxisübliche Straßenbetone unter Verwendung von Portland- sowie hütensandhaltiger Zementen hergestellt. Im ersten Teil der Untersuchungen wurde der Einfluss des Wasserzementwerts und des Betonalters auf die Vickershärte untersucht und den jeweiligen Druckfestigkeiten gegenübergestellt. Im zweiten Teil wurde der Einfluss der in der Praxis stets stattfindenden Carbonatisierung auf die Vickershärte des Betons untersucht. Den Schwerpunkt der Arbeit bildeten die anschließenden Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe. Neben der Art der Nachbehandlung wurde auch die Dauer der Nachbehandlung variiert. An ausgewählten Betonen wurde zusätzlich zur Vickershärte der Frost-Tausalz-Widerstand der texturierten Oberseiten bestimmt. Im letzten Teil der experimentellen Untersuchungen wurde die Härteprüfung nach Vickers eingesetzt, um zu klären, zu welchem Zeitpunkt ein Grinding für Neubaustrassen frühestens ausgeführt werden kann, ohne den noch jungen Beton infolge der mechanischen Beanspruchung während eines Grindings und Grooving zu schädigen.

2 OBERFLÄCHENEIGENSCHAFTEN VON FAHRBAHNDECKEN AUS BETON

2.1 Die Textur

2.1.1 Herstellung

Bei der Herstellung von Fahrbahndecken wird die Oberfläche texturiert (aufgeraut), um eine ausreichende Griffigkeit sicherzustellen. Zudem beeinflusst die Textur weitere Gebrauchseigenschaften, wie das Reifen/Fahrbahn-Geräusch, die Sprühfahnenbildung und den Rollwiderstand. Die Texturierung kann zum einen erfolgen, indem im Anschluss an das Einbauen, Verdichten und Glätten des Betons unterschiedliche Hilfsmittel, wie z. B. ein Jutetuch oder ein Kunstrasen¹ in Längsrichtung, über den frischen Oberflächenmörtel gezogen werden, **Abbildung 1**.



Abbildung 1: Texturieren des frischen Oberflächenmörtels: Jutetuchtextur (oben), Kunstrasentextur (unten)

Der frische Oberflächenmörtel kann auch durch Nachziehen eines Besens in Längsrichtung bzw. Ziehen eines Stahlbesens in Querrichtung (Flugbetriebsflächen) texturiert werden.

Im Anschluss an die Texturierung wird der Beton durch Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels nachbehandelt, **Abbildung 2**.



Abbildung 2: Aufsprühen des Nachbehandlungsmittels

Eine weitere Texturierungsmethode ist die Herstellung von Waschbetonoberflächen. Dazu wird nach dem Einbauen, Verdichten und Glätten des Betons ein Kombinationsmittel, das aus einem Oberflächenverzögerer und einer Nachbehandlungskomponente besteht, auf die Oberfläche gesprüht. Je nach Witterung wird die Oberfläche nach 8 bis 24 Stunden ausgebürstet und so das Grobkorngerüst des Betons freigelegt, **Abbildung 3**. Im Anschluss an das Ausbürsten wird die Oberfläche erneut nachbehandelt, was in der Regel durch Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels erfolgt.

¹ ZTV Beton-StB 07, S. 43



Abbildung 3: Ausbürsten des Oberflächenmörtels (oben), Waschbetontextur (unten)



Abbildung 4: Grindingmaschine (oben), Grindingtextur (unten)

Bis zum Jahr 2006 war es die Regelbauweise, Fahrbahndecken aus Beton mit einem Jutetuch zu texturieren. Aufgrund einer größeren Griffigkeitsreserve bei gleichen lärmindernden Eigenschaften wurde die Jutetuchtextur im Jahr 2006 durch die Waschbetontextur ersetzt² und ist heute die Regelbauweise.

Neben den oben beschriebenen Texturierungsarten, die ausschließlich bei Neubaustrecken anwendbar sind, kann mit dem sog. Grindingverfahren der erhärtete Beton texturiert werden. Das Grinding wird seit vielen Jahren erfolgreich eingesetzt, um die Ebenheit bzw. die Griffigkeit von Fahrbahndecken aus Beton zu verbessern. In **Abbildung 4** sind eine Grindingmaschine sowie eine Grindingtextur dargestellt.

Auf einer Welle, die in der Grindingmaschine angetrieben wird, sind dicht nebeneinander Sägeblätter angeordnet, **Abbildung 5**. Diese schneiden die (neue) Textur, die aus Rillen und den zwischen den Rillen befindlichen Stegen besteht, in die Oberfläche.

² Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 5/2006



Abbildung 5: Grindingwelle (oben), Nahaufnahme der Sägeblätter (unten)

Der Abstand der Sägeblätter wird über Distanzscheiben, die sog. Spacer, bestimmt, **Abbildung 6**. Am Rand der Sägeblätter befinden sich diamantbesetzte Segmente, die die Breite der Rillen bestimmen.

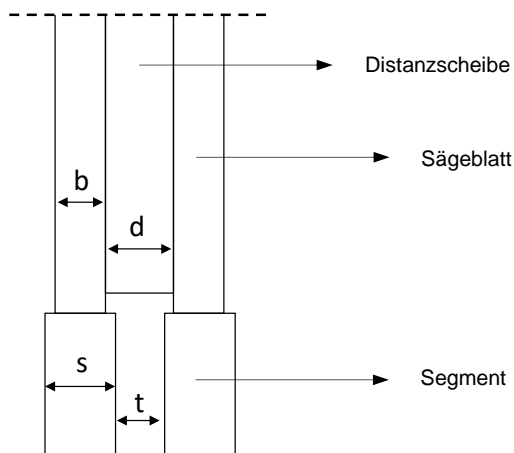


Abbildung 6: Anordnung der Sägeblätter und Distanzscheiben auf einer Grindingwelle

Der Segmentabstand t ergibt sich aus der gewählten Kombination aus Distanzscheibe und Segmentbreite sowie der Breite des Sägeblattkerns b . So ergibt sich beispielsweise bei Distanzscheiben mit $d = 3,0$ mm und einer Segmentbreite von

$s = 3,2$ mm mit einer Breite des Blattkerns b von $2,4$ mm ein Segmentabstand t von:

$$t = 3,0 - 2 \cdot \frac{3,2 - 2,4}{2} = 2,2 \text{ [mm]} \quad \text{Gleichung 1}$$

Aufgrund des geringen Abstands der Segmente bricht der Beton in Zwischenräumen, woraus die unregelmäßige Struktur der Stege entsteht. Die Breite der Stege resultiert aus dem Segmentabstand t . Höhe und Form der Stege sind im Wesentlichen vom Segmentabstand und den Eigenschaften des Betons (Festigkeit, Art der groben Gesteinskörnung) abhängig. In **Abbildung 7** ist der Zusammenhang schematisch dargestellt.

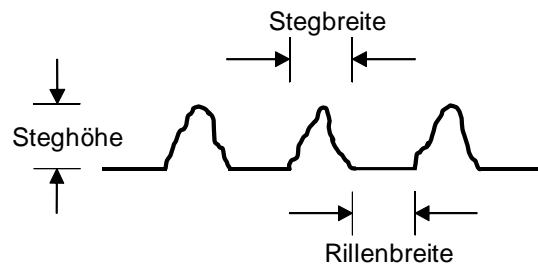


Abbildung 7: Schematische Darstellung einer Grindingtextur

Auf Autobahnen wird das Grinding in Längsrichtung ausgeführt. In Sonderfällen, wie auf Flughäfen und im innerstädtischen Bereich kann auch quer zur Fahrtrichtung texturiert werden.

Das Grinding wird seit rd. 15 Jahren erfolgreich zur Verbesserung der Ebenheit bzw. Griffbarkeit eingesetzt. **Abbildung 8** zeigt eine Betonoberfläche mit Jutetuchtextur, die zur Verbesserung der Griffbarkeit mittels Grinding texturiert wurde.



Abbildung 8: Betonoberfläche mit Jutetuchtextur (links im Bild) und Grindingtextur (rechts im Bild)

Für Grindingtexturen, die zur Verbesserung der Griffigkeit bzw. Ebenheit eingesetzt werden, werden üblicherweise Segmentbreiten (s) von 3,2 oder 2,8 mm verwendet. Der Segmentabstand (t) beträgt 2,2 oder 1,8 mm. Grinding, das mit diesen Segmentbreiten und Segmentabständen ausgeführt wird, wird auch als Standardgrinding bezeichnet.

Beim Grinding handelt es sich im Gegensatz zum Waschbeton um ausgeprägt anisotrope Texturen.

Das Standardgrinding weist ein Lärmminde- rungspotential auf, das bereits in der Standardaus- führung mindestens gleichwertig zum Waschbe- ton ist³. Wird bei der Herstellung einer Grinding- textur der Segmentabstand t verringert, entstehen Stege geringerer Höhe und mit homogenerer Ge- ometrie. Diese akustisch optimierten Texturen weisen gegenüber dem Standardgrinding ein noch höheres Lärmminde- rungspotential auf. **Ab- bildung 9** zeigt Fotos akustisch optimierter Grin- dingtexturen auf einer Erprobungsstrecke.

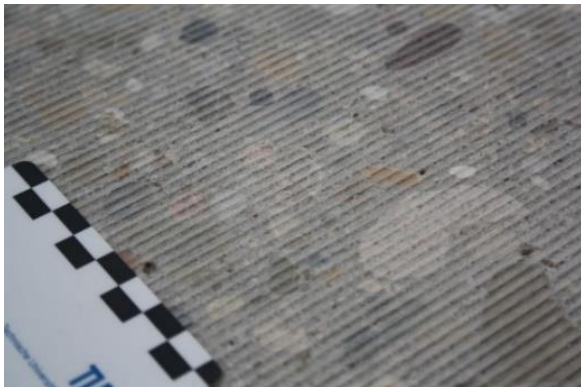


Abbildung 9: Akustisch optimierte Grindingtextur ohne (oben) und mit zusätzlichen Groovingrillen (unten)⁴

Die abgebildeten Texturen wurden mit einem Segmentabstand von 1 mm hergestellt. Da bei der

aus dieser Segmentbreite resultierenden geringen Steghöhe die Texturtiefe im Vergleich zum Stan- dardgrinding deutlich geringer ist, wurde bei ei- ner der erprobten Texturen zusätzliche Groo- vingrillen in die Oberfläche geschnitten, um die Wasserdrainage zu verbessern (**Abbildung 9** un- ten). Die lärmminde- renden Eigenschaften wie auch die Dauerhaftigkeit dieser Texturen ist der- zeit Gegenstand von Untersuchungen.

2.1.2 Eigenschaften und Charakterisie- rung

Die Textur gilt als die Abweichung von einer ideal ebenen/ planen Oberfläche. Texturen lassen sich aus Wellenlängen mit Amplituden zusam- mensetzen, die in Texturspektren zusamme- fasst werden können. In Abhängigkeit ihrer Wel- lenlänge wird die Textur in Mikro-, Makro- und Megatextur eingeteilt. Die Mikrotextur, auch Feinrauheit genannt, wird im Wesentlichen von der Oberfläche der feinen und groben Gesteins- körnung sowie des Zementsteins bestimmt. Ihre Wellenlänge liegt zwischen 0,001 mm und 0,5 mm. Die Mikrotextur leistet einen wesentli- chen Beitrag zur Griffigkeit bei Nässe, indem sie den „letzten dünnen“ Wasserfilm durchbricht, um die Reibungskräfte zwischen Reifen und Fahr- bahn zu aktivieren.

Die Wellenlänge der Makrotextur, auch Grobrau- heit genannt, erstreckt sich über den Wellenlän- genbereich von 0,5 mm bis 50 mm. Aufgabe der Makrotextur ist es zum einen, das unter der Rei- fenaufstandsfläche befindliche Wasser zu drai- nieren, um ein Aufschwimmen des Reifens (Aquaplaning) und damit den Kontaktverlust mit der Fahrbahn zu verhindern. Im Hinblick auf die akustischen Eigenschaften werden von der Mak- rotextur zudem die Reifenschwingung wie auch die aerodynamische Schallanregung beeinflusst.

Wellenlängen zwischen 50 mm und 500 mm sind als Megatextur definiert und beeinflussen unter anderem den Fahrkomfort.

Texturwellenlängen von mehr als 500 mm gelten als Unebenheiten.

Der Einfluss der genannten Texturbereiche auf die Wechselwirkung von Fahrzeug und Fahrbahn ist in **Abbildung 10** zusammengefasst.

³ Skarabis: Noise emission of concrete pavement surfaces produced by diamond grinding

⁴ Skarabis: Lärmoptimiertes Grinding – Erfahrungen aus bisherigen Erprobungsstrecken

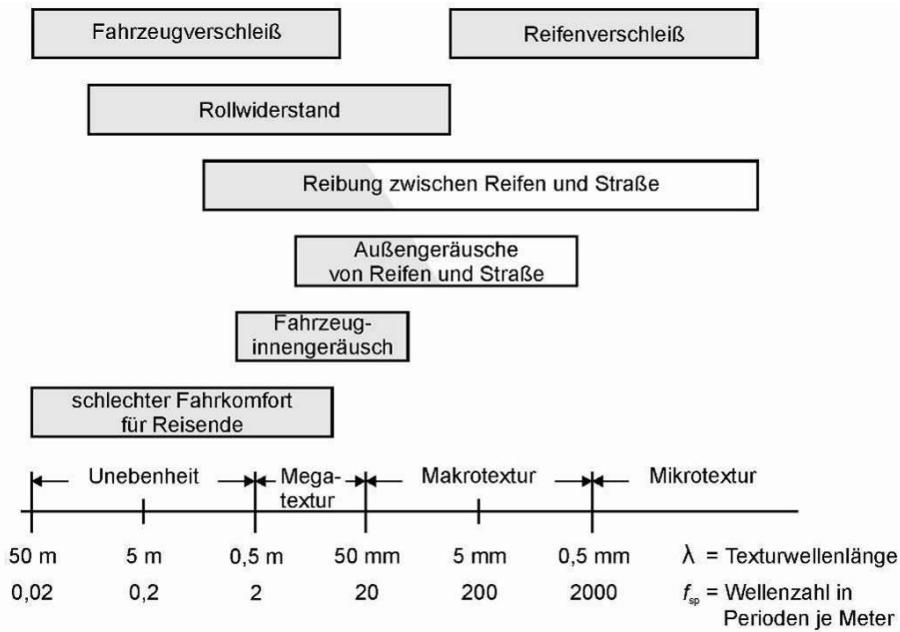


Abbildung 10: Texturbereiche und ihr Einfluss auf die Wechselwirkung von Fahrzeug und Fahrbahn (heller Hintergrund: günstige Auswirkung der Textur in diesem Bereich, dunkler Hintergrund: unerwünschte Auswirkung); entnommen aus⁵

Aus dem Wellenlängen-Amplituden-Spektrum kann jedoch nicht zwischen Erhebungen und Vertiefungen in der Textur unterschieden werden. In **Abbildung 11** ist ein solcher Unterschied zweier Texturen dargestellt; oben eine Textur mit Erhebungen, unten eine mit Vertiefungen. Mithilfe eines aus der sog. Materialanteilkurve abgeleiteten Gestaltfaktors g können diese Texturen voneinander unterschieden werden. Die Materialanteilkurve gibt den Materialanteil des Texturprofils in Abhängigkeit der Tiefe an (in **Abbildung 11** jeweils rechts im Bild). Der Gestaltfaktor g gibt an, wie hoch der Materialanteil bei halber maximaler Profiltiefe $\hat{R}/2$ ist. Texturen mit niedrigen Gestaltfaktoren (**Abbildung 11** oben) lassen sich als „breites Tal mit spitzen Bergen“ beschreiben. Sie werden auch als konvex oder positiv bezeichnet. Im Hinblick auf Fahrbahndecken aus Beton sind Waschbetontexturen in der Regel konvex bzw. positiv. Hohe Gestaltfaktoren (**Abbildung 11** unten) hingegen können als „Plateau mit Schluchten“ beschrieben werden und werden entsprechend als konkav bzw. negativ bezeichnet.

⁵ FGSV: Arbeitspapier Textureinfluss auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken

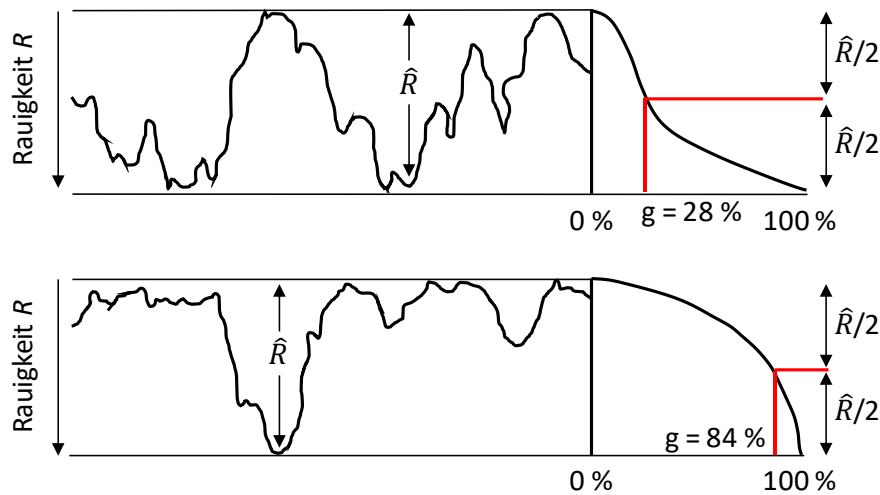


Abbildung 11: Texturprofile mit zugehöriger Materialanteilkurve und zugehörigem Gestaltfaktor g (jeweils rechts im Bild): Konvexe (positive) Textur oben, konkave (negative) Textur unten⁶

Aus akustischer Sicht sind konkave Texturen geeigneter als konvexe, da der Fahrzeugreifen in geringerem Maße zu Schwingungen angeregt wird. Die in **Abbildung 9** dargestellte Kombination aus Grinding und Grooving ist ein Beispiel für eine negative Textur.

Zur Bestimmung der Makrotextur kommen in Deutschland verschiedene Verfahren zur Anwendung. Verbreitet und derzeit im Regelwerk des Straßenbaus verankert sind das sog. Sandfleckverfahren nach DIN EN 13036-1 und der Ausflussmesser nach Moore nach DIN EN 13036-3. Beim Sandfleckverfahren wird ein definiertes Volumen eines Prüfmediums (Glaskugeln mit einem Durchmesser zwischen 0,18 und 0,25 mm) auf die zu prüfende Oberfläche gegeben und anschließend mit einer Hartgummischeibe kreisförmig verteilt. Die Glaskugeln füllen dabei die Hohlräume der Oberfläche. Wenn die Glaskugeln vollständig in den Hohlräumen verteilt ist, wird der Durchmesser des Kreises bestimmt und die mittlere Oberflächentexturtiefe MTD wie folgt berechnet:

$$MTD = V/A = 4V/\pi \cdot D^2 \quad \text{Gleichung 2}$$

Mit:

MTD Mean Texture Depth; mittlere Oberflächentexturtiefe [mm]

- V (Schütt-)Volumen des Glassands [mm³]
- D Durchmesser des Kreises [mm]

Das Sandfleckverfahren ist als Messverfahren für mittlere bis starke Texturausprägungen geeignet. Anforderungen an die Texturtiefe existieren derzeit nur für Waschbetontexturen. Hier soll nach ZTV Beton-StB 07⁷ die mit dem Sandfleckverfahren ermittelte Texturtiefe zwischen 0,6 und 1,1 mm liegen. Eine Texturtiefe von mindestens 0,6 mm soll dabei gewährleisten, dass hinsichtlich der Griffigkeit eine ausreichende Wasserdra­nage gegeben ist. Die obere Grenze von 1,1 mm hingegen soll sicherstellen, dass die grobe Gesteinskörnung ausreichend in die Matrix eingebunden ist und sich nicht infolge der Beanspruchungen herauslöst und eine Verkehrsgefährdung darstellt.

Der Ausflussmesser nach Moore basiert auf der Messung der Ausflusszeit aus einem auf die Fahrbahnoberfläche gestellten Zylinder. An dessen Messingfuß ist ein Gummiring auf der Unterseite angebracht. Der Zylinder wird mit Wasser gefüllt und anschließend die Zeit gemessen, innerhalb der der Wasserspiegel von einer am Zylinder angebrachten Startmarke zu einer Endmarke sinkt. Das Wasser läuft an der Unterseite des Zylinders in den Bereichen, die nicht im Kontakt mit dem Gummiring und der Oberfläche stehen, ab. Die

⁶ Beckenbauer: Physik der Reifen-Fahrbahn-Geräusche

⁷ ZTV Beton-StB 07, S. 43

Auslaufzeit sinkt dabei mit zunehmender Texturtiefe. Im Gegensatz zum Sandfleckverfahren können mit dem Ausflussmesser schwache bis mittelstarke Texturausprägungen beurteilt werden.

Zunehmend werden zur Charakterisierung der Makrotextur Verfahren eingesetzt, die die Oberfläche nach DIN EN ISO 13473-1 mittels Laser linearer oder kreisförmig abtasten und auswerten. Ermittelt wird dabei der MPD-Wert (Mean Profile Depth), der wie die mittlere Texturtiefe MTD in Millimetern angegeben wird. Das Messverfahren kann zur Messung auf allen Texturausprägungen verwendet werden und ist daher im Gegensatz zu den beiden zuvor beschriebenen Verfahren universell einsetzbar. Der MPD-Wert kann in einen ETD-Wert (Estimated Texture Depth) umgerechnet werden. Dieser ist mit dem MTD-Wert des volumetrischen Verfahrens vergleichbar, **Gleichung 3**. Daher kann die Einhaltung von Anforderungen an den MTD-Wert auch über die Bestimmung des ETD-Werts überprüft werden.

$$ETD = 0,2 \text{ mm} + 0,8 \text{ MPD} \quad \text{Gleichung 3}$$

Mit:

ETD Estimated Texture Depth; [mm]

MPD Mean Profile Depth [mm]

Ein wesentlicher Vorteil dieses Verfahrens ist, dass im Gegensatz zum volumetrischen Verfahren eine höhere Prüfpräzision vorliegt, da das Ergebnis des Sandfleckverfahrens stark vom Prüfer abhängt. **Abbildung 12** zeigt beispielhaft ein praxisübliches Messgerät zur Bestimmung des MPD- bzw. ETD-Werts.



Abbildung 12: Messgerät ELAtextur zur Bestimmung der Texturtiefe

Zusätzlich zur Texturtiefe lassen sich bei Messungen nach DIN EN ISO 13473-1 aus dem gemessenen Texturprofil weitere Textureigenschaften, wie z. B. der Gestaltfaktor g ermitteln.

Zur Charakterisierung der Textur von Waschbetonfahrbahndecken kann zusätzlich zur Bestimmung der Texturtiefe die Anzahl an groben Gesteinskörnern > 4 mm an der Oberfläche (Profilsitzen) auf einer Fläche von $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ ermittelt werden. Die Profilsitzenanzahl hängt im Wesentlichen von der Korngrößenverteilung und dem Gesteinskörnungsanteil im Beton ab. Generell wird eine hohe Anzahl an Profilsitzen angestrebt, um dem Reifen mehr Kontaktpunkte zur Oberfläche zu bieten. In Deutschland existieren keine Anforderungen an die Profilsitzenanzahl, in Österreich hingegen werden in Abhängigkeit des Größtkorns Richtwerte vorgegeben. Dieser beträgt bei einem Größtkorn von 8 mm auf einer Fläche von $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ 60^8 .

Die Mikrotextur kann mit dem SRT-Pendelgerät⁹ charakterisiert werden, **Abbildung 13**.

⁸ RVS 08.17.02, 2007

⁹ TP Griff-StB (SRT)



Abbildung 13: SRT-Pendelgerät

Am Ende eines Pendelarmes ist ein Gleitschuh aus Gummi montiert. Wird der Pendelarm entriegelt, gleitet der Gummischuh über die zu prüfende Oberfläche, die zuvor angehästet wird. Mithilfe eines beim Durchschwingen des Pendelarms mitgeführten Schleppzeigers wird auf einer Skala der SRT-Wert abgelesen. Je höher der Pendelarm durchschwingt, umso niedriger ist der SRT-Wert. Der SRT-Wert wird im Wesentlichen von der Mikrotextur der feinen und groben Gesteinskörnung beeinflusst. Der Einfluss der Makrotextur auf den SRT-Wert ist aufgrund der geringen Geschwindigkeit, mit der der Gleitschuh über die Oberfläche gleitet, vernachlässigbar.

2.2 Griffigkeit

Als Griffigkeit wird die Fähigkeit einer Fahrbahnoberfläche bezeichnet, in Abhängigkeit von der Radaufstandslast im Zusammenspiel mit dem Reifen horizontale Kräfte des Fahrzeugs übertragen zu können. Diese werden sowohl bei Beschleunigungs- und Verzögerungsvorgängen wie auch bei Kurvenfahrten für die Spurhaltung benötigt. Die Griffigkeit beschreibt damit die Wirkung der Textur und der stofflichen Eigenschaften der Fahrbahnoberfläche auf den Reibungswiderstand des Fahrzeugreifens unter festgelegten Bedingungen. Die Spanne der für die Griffigkeit relevanten Textureigenschaften reicht von der Mikro- bis zur Makrotextur.

Abgesehen von Schnee und Eis ist für die Griffigkeit eine nasse Oberfläche stets am ungüns-

tigsten, da das Wasser die Reibung zwischen Reifen und Fahrbahn verringern oder gar aufheben kann (Aquaplaning). Daher wird die Griffigkeit unabhängig vom Prüfverfahren stets bei angehästeter Oberfläche bestimmt.

Zur Messung der Griffigkeit von Fahrbahndecken existieren zahlreiche Prüfverfahren. In Deutschland ist das SKM-Messverfahren maßgebend¹⁰. Zur Griffigkeitsmessung mit dem SKM-Verfahren wird während der Fahrt des Messfahrzeugs ein schräg stehendes Messrad auf die Oberfläche abgesenkt und mit einer definierten Auflast unter Wasserzugabe über die Fahrbahn geführt. Die dabei auf das Messrad in Richtung der Messradachse wirkende Seitenkraft F_y wird über eine Kraftmessdose gemessen, zur vertikalen Radlast F_z ins Verhältnis gesetzt und so der Reibbeiwert μ_{SKM} bestimmt (englisch: SFC – Side-way-Force Coefficient):

$$\mu_{SKM} = F_y / F_z (=SFC) \quad \text{Gleichung 4}$$

Bei sehr niedrigen Messgeschwindigkeiten wird die Griffigkeit im Wesentlichen von der Mikrotextur bestimmt. Mit zunehmender Messgeschwindigkeit wird die Griffigkeit zunehmend von der Makrotextur beeinflusst, da in diesem Fall für einen Kontakt zwischen Reifen und Fahrbahn und die dann wirksamen Reibungsmechanismen das Wasser aus der Kontaktfläche abgeführt werden muss und diese Drainagefähigkeit im Wesentlichen von der Makrotextur bestimmt wird. Die Makrotextur ist deshalb maßgeblich dafür verantwortlich, in welchem Umfang die Griffigkeit auch bei hohen Fahrgeschwindigkeiten erhalten bleibt.

Geschwindigkeitsabhängige Anforderungen an die Griffigkeit einer neu gebauten Fahrbahndecke sowie nach Ablauf der Verjährungsfrist sind in den ZTV Beton-StB 07¹¹ enthalten. Dabei ist die Messgeschwindigkeit in Abhängigkeit an die örtlichen Gegebenheiten zu wählen. In der Regel beträgt die Messgeschwindigkeit auf Autobahnen 80 km/h. Für Neubaustrecken wird hier eine Griffigkeit von 0,46 gefordert.

In **Abbildung 14** ist der Einfluss der Texturtiefe auf die mit dem SKM-Verfahren ermittelte Griffigkeit am Beispiel einer Fahrbahndecke mit Waschbetontextur dargestellt.

¹⁰ TP Griff-StB (SKM)

¹¹ ZTV Beton-StB 07, S. 50

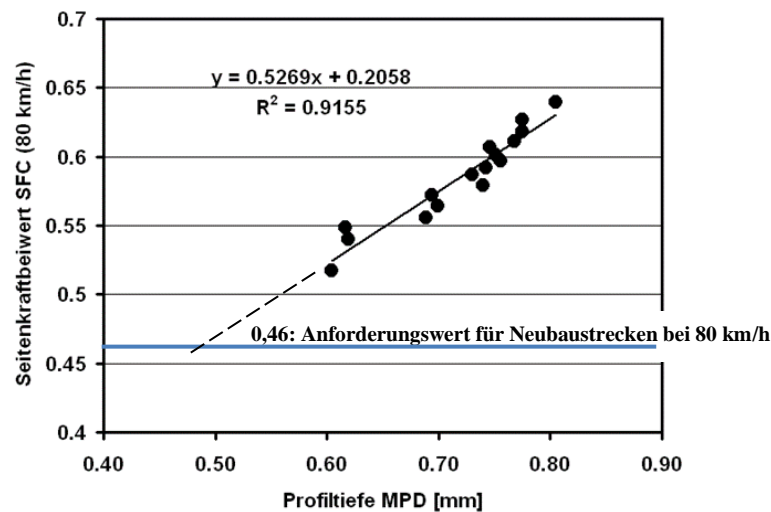


Abbildung 14: Griffigkeit (gemessen bei 80 km/h) in Abhängigkeit der Texturtiefe (MPD-Wert) einer Fahrbahndecke mit Waschbetontextur¹²

Herstellbedingt schwankt die Textur der Oberfläche zwischen 0,6 und 0,8 mm. Da die Betonzusammensetzung und somit die Mikrotextur in diesem Abschnitt gleich sind, korreliert die Texturtiefe mit der Griffigkeit. Aus Diagrammen dieser Art lässt sich beispielsweise ableiten, welche Texturtiefe für bestimmte Betonzusammensetzungen erforderlich sind, um zielsicher die geforderte Griffigkeit von 0,46 zu erreichen (Schnittpunkt der gestrichelten Linie mit dem Anforderungswert).

Die Griffigkeit einer Fahrbahnoberfläche kann auch mit dem oben beschriebenen SRT-Pendelgerät bestimmt werden. Es kann im Labor an z. B. Bohrkernoberflächen sowie in situ eingesetzt werden. Da mit dem SRT-Pendelgerät in erster Linie die Mikrotextur erfasst wird, muss zur vollständigen Bewertung der Griffigkeit zusätzlich die Makrotextur erfasst werden. Nach TP Griff-StB (SRT)¹³ erfolgt dies mit dem Ausflussmesser nach Moore. Wenn auf einer Fahrbahndecke ein SRT-Wert von ≥ 60 und eine Ausflusszeit von ≤ 30 Sekunden erreicht wird, kann nach ZTV Beton-StB 07¹⁴ bei der Kontrollprüfung der Griffigkeit auf eine SKM-Messung verzichtet werden.

2.3 Geräuschemission

Die Geräuschemission im Straßenverkehr setzt sich aus den Antriebsgeräuschen der Fahrzeuge, aerodynamischen Geräuschen, die z. B. an der Karosserie der Fahrzeuge entstehen, dem Reifen/Fahrbahn-Geräusch und der Schallabstrahlung zusammen. Ab Geschwindigkeiten von rd. 50 km/h dominiert das Reifen/Fahrbahn-Geräusch. Es setzt sich aus der mechanischen Anregung der Reifen im Kontakt mit der Fahrbahnoberfläche und den aerodynamischen Geräuschen, die zwischen dem Reifen und der Fahrbahnoberfläche entstehen (Airpumping), zusammen.

Lärmarme Fahrbahnbeläge zeichnen sich durch eine geringe Schwingungsanregung der Reifen und eine gute Entlüftung der Reifen-Fahrbahn-Kontaktfläche aus. Zudem kann durch offenporige Beläge die Schallabstrahlung durch Absorption signifikant vermindert werden. Eine geringe Schwingungsanregung der Reifen wird durch einen hohen Gestaltfaktor, Abschnitt 2.1.2, erreicht, da dem Reifen eine größere Kontaktfläche zur Verfügung steht. Dadurch wird er weniger verformt und somit beim Abrollen weniger zu Schwingungen angeregt. Texturen mit einem hohen Gestaltfaktor, d. h. mit „Plateau mit Schluchten“, sind aus akustischer Sicht anzustreben. Im Hinblick auf Waschbetonoberflächen wird eine

¹² Skarabis: Skid Resistance of Concrete Roads

¹³ TP Griff-StB (SRT)

¹⁴ ZTV Beton-StB 07, Seite 53

hohe Anzahl an Profilspitzen (vgl. Abschnitt 2.1.2) ebenfalls aus dem Grund angestrebt, den Gestaltfaktor zu erhöhen, um somit die Geräuschemission zu reduzieren.

Zur Beurteilung der Lärminderung einer Oberfläche wird als Referenzoberfläche der nicht geriffelte Gussasphalt mit einem Emissionspegel von 85,2 dB(A) herangezogen. Als lärmarm gelten Oberflächen, deren Emissionspegel um mindestens 2 dB(A) niedriger als der des nicht geriffelten Gussasphalts liegt. In den RLS-90¹⁵ sind diese Werte für verschiedene Straßenoberflächen als D_{StrO} -Werte vertafelt. Für Waschbetonoberflächen beträgt der D_{StrO} -Wert -2dB(A). Diese ist derzeit die einzige lärmindernde Betonoberfläche.

Zur Ermittlung der Emissionspegel und der daraus abgeleiteten D_{StrO} -Werte wird das Statistische Vorbeifahrtverfahren (Statistical Pass-By, SPB-Messung) nach DIN EN ISO 11819-1 verwendet. D_{StrO} -Werte werden bei einer Geschwindigkeit von 120 km/h ermittelt. Dabei werden ausschließlich Pkw betrachtet.

Neben der SPB-Messung kann das Reifen/Fahrbahn-Geräusch auch mit einer kontrollierten Vorbeifahrtmessung (Controlled Pass-By, CPB-Messung) bewertet werden. Kontrollierte Vorbeifahrtmessungen werden nach der Vorgehensweise der SPB-Messung durchgeführt. Anders als bei der SPB-Messung werden die CPB-Messungen mit einem definierten Fahrzeug bei vorgegebenen Geschwindigkeitsstufen durchgeführt. Dabei werden Reifen mit definiertem Reifeninnendruck verwendet, deren 3D-Textur (Reifenprofil) und strukturdynamischen Eigenschaften messtechnisch ermittelt wurden.

In einem Forschungsvorhaben wurden verschiedene Einflüsse auf die akustischen Eigenschaften von Waschbetonfahrbahndecken untersucht¹⁶. Mit dem Simulationsprogramm SPERoN[®] wurden sowohl an virtuellen Texturen als auch an Texturen von Laborprobekörpern, deren Textureigenschaften in das Simulationsprogramm übertragen wurden, der Vorbeirollpegel berechnet. Dabei konnten zusätzlich die Geschwindigkeit wie auch der Reifentyp (PKW) variiert werden. Die Berechnungen ergaben, dass sowohl bei den virtuellen Oberflächen wie auch bei den Labor-

probekörpern die Texturtiefe den größten Einfluss auf die Lärminderung hatte, **Abbildung 15**.

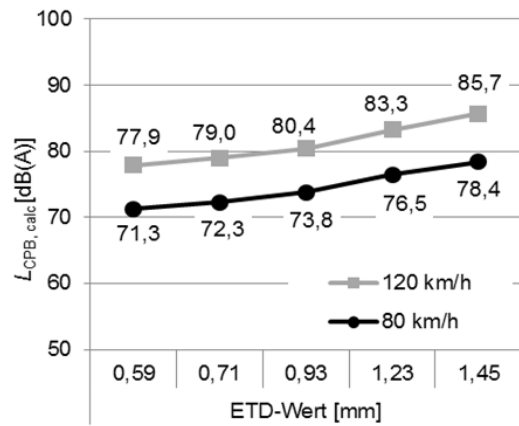


Abbildung 15: Berechneter Vorbeirollpegel der im Labor hergestellten Waschbetonprobekörper in Abhängigkeit der Texturtiefe¹⁷

Ergebnis der Simulationsrechnungen ist ein Vorbeirollpegel analog zur kontrollierten Vorbeifahrt. Die Ergebnisse zeigen, dass erwartungsgemäß die Pegel bei 120 km/h höher als bei 80 km/h sind. Bei beiden Geschwindigkeiten nimmt der Pegel mit zunehmender Texturtiefe kontinuierlich zu. Für die Geschwindigkeit 120 km/h ergibt sich für eine lineare Regression folgende Gleichung:

$$L_{CPB, calc} = 8,9266 ETD + 72,494 \quad \text{Gleichung 5}$$

Aus **Gleichung 5** geht hervor, dass eine Zunahme der Texturtiefe um 0,1 mm zu einer Erhöhung des Pegels um 0,9 dB führt.

Neben dem Waschbeton haben sich auch Grindingtexturen als akustisch günstig erwiesen. Untersuchungen an Praxisstrecken zeigen, dass bereits beim Standardgrinding, das in der Regel zur Verbesserung der Griffigkeit zum Einsatz kommt, lärmindernde Eigenschaften erzielt werden¹⁸. Aufgrund einer im Vergleich zum Standardgrinding feineren Textur wird beim akustisch optimierten Grinding der Fahrzeugreifen weniger zu Schwingungen angeregt, was zu zusätzlichen lärmindernden Eigenschaften führt. Da bei diesen Texturen die Texturtiefe im

¹⁵ RLS-90: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen

¹⁶ Skarabis: Optimierung von Waschbetonfahrbahndecken

¹⁷ Skarabis: Optimierung von Waschbetonfahrbahndecken

¹⁸ Skarabis: Noise emission of concrete pavement surfaces produced by diamond grinding

Vergleich zum Standardgrinding deutlich niedriger ist, kann es erforderlich sein, zusätzlich Groovingrillen in die Oberfläche zu schneiden, um so für eine dauerhafte Griffigkeit eine ausreichende Texturtiefe sicherzustellen, vgl. **Abbildung 9** unten.

3 NACHBEHANDLUNG

3.1 Überblick und Relevanz

Um sicherzustellen, dass der Beton die vorgesehenen Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften erreicht, ist er nach dem Einbau vor schädlichen Einflüssen, wie z. B. hohen Temperaturen, Frost, einem vorzeitigen Austrocknen und Regen zu schützen. Der Schutz vor Austrocknung wird dabei in der Regel als Nachbehandlung verstanden. Durch die Austrocknung des jungen Betons können zum einen Schwindrisse entstehen sowie die Hydratation von der Oberfläche nach innen fortschreitend zum Stillstand kommen. Zudem kann eine fehlende bzw. ungeeignete Nachbehandlungsmaßnahme bei hoher Sonneneinstrahlung ein Aufheizen des Betons und damit verbunden einen ungünstigen Temperaturgradienten über die Bauteilhöhe bewirken. Die daraus resultierenden Zwangsspannungen können ebenfalls zu Rissen führen.

Die Folge einer austrocknungsbedingten Störung der Hydratation ist eine oberflächennahe Schicht, die im Vergleich zum Kernbeton ein kapillarporöseres Gefüge und damit verbunden eine geringere Festigkeit und Dauerhaftigkeit aufweist. Eine spätere Wasserzufuhr kann die gestörte Hydratation nur bedingt wieder aktivieren^{19,20,21}. Der Nachbehandlung von Fahrbahndecken aus Beton kommt eine besondere Bedeutung zu, da der Beton unmittelbar nach dem Einbau der Witterung ausgesetzt ist und der von einer gegebenenfalls mangelnden Nachbehandlung am stärksten betroffene oberflächennahe Bereich durch die Einwirkungen aus Verkehr und Umwelt am stärksten beansprucht wird. Eine zu geringe Festigkeit kann frühzeitig zu Schäden führen bzw.

die Lebensdauer der Fahrbahndecke verringern. Eine geringe Dauerhaftigkeit würde sich beispielsweise durch einen geringen Frost-Tausalz-Widerstand bzw. eine wenig dauerhafte Texturgeometrie äußern. Resultierend aus einer veränderten Texturgeometrie würden sich die akustischen Eigenschaften wie auch die Griffigkeit verändern/ verschlechtern.

Im Betonstraßenbau wird in Deutschland vorwiegend Portlandzement verwendet, da dieser als weniger nachbehandlungsempfindlich gilt und somit eine geringere Schädigung infolge eines Frost-Tausalz-Angriffs zu befürchten ist. Nach TL Beton²² können in Abstimmung mit dem Bauherrn zudem auch CEM-II- und CEM-III-Zemente verwendet werden. In der Praxis beschränkt sich deren Anwendung im Wesentlichen auf den vereinzelt Einsatz der hüttensandhaltigen Zemente CEM II/B-S und CEM III/A^{23 24 25}. Bisherige Praxiserfahrung in Deutschland zeigt, dass mit der Verwendung solcher Zemente ebenfalls eine hohe Dauerhaftigkeit der Betonfahrbahndecke erzielt werden kann, sofern ausreichend nachbehandelt wird²⁶. Anders als in Deutschland werden in Österreich Betonfahrbahndecken ausschließlich mit hüttensandhaltigen Zementen (sog. CEM II/..-S (DZ)) hergestellt²⁷. Neben ökologischen und ökonomischen Vorteilen hat Hüttensand zudem eine positive Wirkung auf die Vermeidung einer schädigenden AKR, was im Wesentlichen auf das feinere und somit dichtere Betongefüge zurückzuführen ist.

3.2 Austrocknung des jungen Betons

Die Wassermenge, die ein nicht vor Austrocknung geschützter Beton abgibt, hängt zum einen von der Witterung sowie von der Betonzusammensetzung ab. Die Verdunstung steigt mit abnehmender relativer Luftfeuchte, zunehmender Luft- bzw. Betontemperatur sowie zunehmender Windgeschwindigkeit²⁸. Hinsichtlich der Betonzusammensetzung steigt die Verdunstung mit zunehmendem Wasserzementwert bzw. zunehmendem Wassergehalt. Der Verlauf der Verdunstung

¹⁹ Neville: Properties of Concrete

²⁰ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton

²¹ Wittmann: Hydratation und Festigkeit einer frühzeitig ausgetrockneten Portlandzementprobe

²² TL Beton-StB 07, Seite 18

²³ Bilgeri: Fahrbahndeckenbeton auf der BAB A 44 mit Hochofenzement CEM III/A 42,5 N

²⁴ Bilgeri: Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen in Fahrbahndeckenbeton

²⁵ Ehrlich: Fahrbahndecke mit Hochofenzement CEM III/A

²⁶ Bilgeri: Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen in Fahrbahndeckenbeton, S. 30

²⁷ Blab: BETONSTRASSEN. Das Handbuch – Leitfaden für die Praxis, S. 24

²⁸ Zement Taschenbuch, S. 462

kann in unterschiedliche Phasen unterteilt werden^{29,30,31}. In der ersten Phase entspricht die Wasserabgabe der einer freien Wasseroberfläche^{28,32}. Das an der Oberfläche abgegebene Wasser wird durch einen Nachtransport aus tieferen Schichten des jungen Betons ausgeglichen, so dass es zu keiner Austrocknung im oberflächennahen Bereich kommt. Dabei wird das nachtransportierte Wasser zunächst aus Kapillarporen größeren Durchmessers und anschließend aus Kapillarporen mit kleinerem Durchmesser gesaugt. Je mehr Poren entleert sind, desto größere Wege sind für das Wasser zurückzulegen. Hinzu kommt eine Kapillarporenverkleinerung infolge der Zementhydratation.

Die hohe Wasserabgabe während der ersten Phase ist nicht zwangsläufig mit einer Beeinträchtigung der Hydratation verbunden, da mit dem aus tieferen Schichten nachtransportierten Wasser die Hydratation fortgesetzt werden kann. Die erste Phase endet, wenn die Verdunstung an der Oberfläche nicht mehr ausgeglichen werden kann. Die Wasserabgabe nimmt nun deutlich ab und es beginnt die zweite Verdunstungsphase (vgl. **Abbildung 16**). Das Betonalter zu diesem Zeitpunkt liegt zwischen 5 und 19 Stunden³¹.

Der Beginn der zweiten Phase wird umso schneller erreicht, je höher die Verdunstungsrate ist, je schneller es durch die Hydratation des Zementes zu einer Gefügeverdichtung kommt und je feiner das Kapillarporensystem des Betons ist. Der Wassertransport findet in der zweiten Phase zunehmend über Diffusion statt. Da die ausgetrocknete Schicht zu Beginn dieser Phase sehr dünn ist, wird dem Wasser nur ein geringer Diffusionswiderstand entgegengesetzt, was dazu führt, dass die Wasserabgabe zunächst nur langsam abnimmt. Im Betongefüge unmittelbar unter der dünnen ausgetrockneten Schicht findet weiterhin eine Umverteilung durch Kapillarleitung aus dem restlichen Gefüge statt. Die ausgetrocknete Schicht setzt sich so weit ins Innere fort, bis ihr Diffusionswiderstand aufgrund ihrer Dicke so hoch ist, dass nur noch geringe Mengen an Wasser an die Umgebung abgegeben werden können

und es beginnt die 3. Phase der Wasserabgabe, die von der Diffusion dominiert wird und nur noch geringe Wassermengen an die Umgebung abgegeben werden. In **Abbildung 16** sind die drei Verdunstungsphasen schematisch dargestellt.

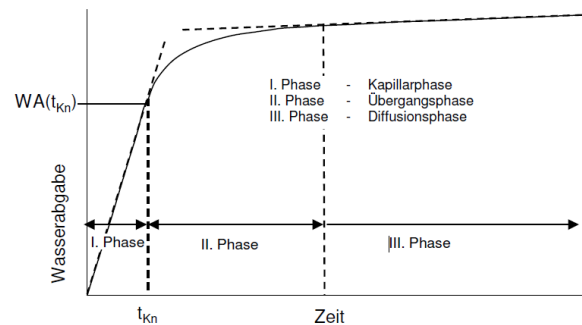


Abbildung 16: Schematische Darstellung der Wasserabgabe eines jungen Betons, entnommen aus ³³

Spätestens ab Beginn der zweiten Phase ist der Beton vor Austrocknung zu schützen, damit die Hydratation im oberflächennahen Bereich nicht gestört wird.

In Laborversuchen wird die Austrocknung meist mittels Wägung der Betonproben bestimmt. Damit kann jedoch lediglich die verdunstete Gesamtwassermenge einer Betonprobe bestimmt werden. Eine Aussage über die Verteilung der Feuchte im Beton ist jedoch nicht möglich. Wie sich der Feuchtegehalt über die Tiefe in Abhängigkeit der Zeit oder der Nachbehandlungsgüte ändert, kann mittels kernmagnetischer Resonanz oder Gamma-Durchstrahlung bestimmt werden³⁴. Des Weiteren kann ein Feuchteprofil mittels einbetonierter Multiringelektroden abgeleitet werden^{35 36 37}. Ein geringer Feuchtegehalt im Beton führt zu einem hohen Elektrolytwiderstand, der sich über die Tiefe darstellen lässt, **Abbildung 17**.

²⁹ Nischer: Austrocknung von jungem Beton, Teil 2, S. 183

³⁰ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton, S. 69

³¹ Ehrhardt: Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz-Widerstand der Betonrandzone, S. 66

³² Huber: Zur Nachbehandlung von Beton, S. 75

³³ Ehrhardt: Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz-Widerstand der Betonrandzone, S. 66

³⁴ Rucker-Gramm: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen, S.

³⁵ Skarabis: Dauerhaftigkeit flugaschehaltiger Straßenbetone, Seite 97

³⁶ Spörel: Müller, H.: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter massiger LP-Betonbauteile, beton 6/2013, Seite 236

³⁷ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton, Seite 64

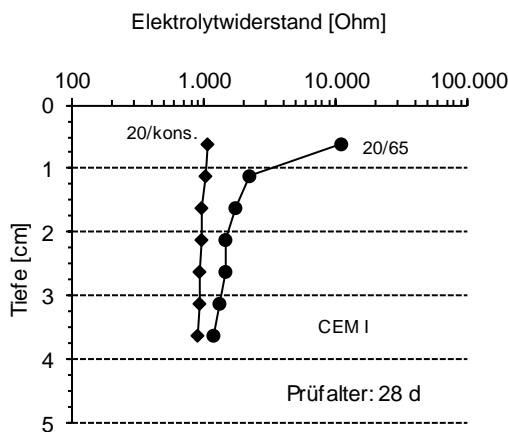


Abbildung 17: oben: einbetonierte Multiringelektrode, unten: Elektrolytwiderstände eines CEM-I-Betons im Alter von 28 Tagen bei einer abgedeckten (konservierter) Probe (20/kons.) und einer nicht nachbehandelten Probe (20/65), entnommen aus³⁵

Auf diese Weise können sich qualitativ auch Gradienten im Feuchtegehalt darstellen lassen. Aus **Abbildung 17** geht hervor, dass im Alter von 28 Tagen bei einem nicht nachbehandelten (Lagerung im Klima 20/65) CEM-I-Beton auch in einer Tiefe von mehr als 1 cm noch eine im Vergleich zum Kernbeton geringere Feuchte vorliegt.

3.3 Hydratation

Bei der Reaktion des Zements mit dem Anmachwasser entstehen vor allem Calciumsilikathydratphasen, die in den wassergefüllten Kapillarporenraum hineinwachsen, diesen verdichten und zur Erhärtung des Zementleims führen. Zu Beginn liegt das Anmachwasser in freier Form vor und nimmt mit zunehmender Reaktionsdauer

durch die Wasserbindung ab. Dabei wird chemisch und physikalisch gebundenes Wasser unterschieden. Das chemisch gebundene Wasser liegt in den Hydratationsprodukten und das physikalisch gebundene Wasser adsorbiert an den freien Oberflächen vor. Vereinfacht kann davon ausgegangen werden, dass bei vollständiger Hydratation der Anteil des chemisch gebundenen Wassers 25 % und der des physikalisch gebundenen Wassers 15 % beträgt. Folglich liegt bei einem Wasserzementwert von 0,40 - eine vollständige Hydratation vorausgesetzt - das gesamte Anmachwasser in gebundener Form vor. Für diesen Fall wäre im Beton kein kapillarporenbildendes Überschusswasser vorhanden. Aber auch bei einem Wasserzementwert von $\leq 0,40$ sind unter baupraktischen Bedingungen Kapillarporen vorhanden, da stets unhydratisierter Zement vorliegt. Bei Wasserzementwerten von $> 0,40$ steigt der Anteil an Kapillarporen, was zu verringerten Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften des Betons führt. Bei der Hydratation hüttensandhaltiger Zemente wird der Hüttensand durch das bei der Klinkerhydratation freiwerdende Calciumhydroxid alkalisch sowie durch den Sulfatträger sulfatisch angeregt³⁸. Im Wesentlichen entstehen dabei die gleichen Reaktionsprodukte wie bei der Hydratation von Portlandzement. Im Vergleich zu Portlandzement hydratisiert Hüttensand im Allgemeinen langsamer, woraus eine geringere Frühfestigkeit und eine höhere Nacherhärtung resultieren. Hüttensandhaltige Zemente führen im Beton in der Regel zu einer feineren Porenstruktur im Zementstein³⁹. Zudem kann durch Hüttensand die Dicke der Kontaktzone von Gesteinskörnung und Matrix (ITZ) verringert werden, was zu einem besseren Verbund somit höherer Festigkeit führt⁴⁰.

Eine ungestörte Hydratation insbesondere des hoch beanspruchten oberflächennahen Bereichs von Betonfahrbahndecken ist nur dann möglich, wenn die oberflächennahe Schicht des Betons nicht austrocknet. Untersuchungen zeigen, dass die Hydratation stark beeinträchtigt wird, wenn

³⁸ Zement Taschenbuch, Seite 120

³⁹ Ludwig: Eigenschaften von Betonen mit Portlandhüttensandzementen

⁴⁰ Zimbelmann: A Contribution to the Problem of Cement-Aggregate Bond, S. 801-808.

die Feuchte im Beton $< 80\%$ beträgt^{41,42,43,44,45}. Beispielsweise berichtet Jensen⁴⁴, dass nach 90 Tagen bei einer relativen Feuchte von 98% der Hydrationsgrad der Klinkerphase C_3S (Alit) 36% beträgt, bei einer relativen Feuchte von 85% hingegen auf 2% absinkt. Kern⁴⁶ untersuchte den Einfluss der Austrocknung/ Nachbehandlung auf die Hydratation unterschiedlicher Betone. Die Hydratation wurde anhand von tiefengestaffelten Bohrmehlproben bewertet, indem diese zur Bestimmung des physikalisch und chemisch gebundenen Wassers bei 60 , 105 und $1000\text{ }^\circ\text{C}$ getrocknet wurden. Die Untersuchungen ergaben, dass eine zeitlich begrenzte Austrocknung nicht zwangsläufig zu einer Störung der Hydratation führt. Es wurde ein Einfluss der Nachbehandlung bis zu einer Tiefe von 20 mm festgestellt. Huber⁴⁷ untersuchte ebenfalls den Einfluss der Austrocknung auf die Hydratation in Abhängigkeit der Tiefe. Die Untersuchungen wurden an Mörtel (CEM I 32,5 R) mit einem Wasserzementwert von $0,45$ durchgeführt. Nach der Herstellung wurde der Mörtel in Kunststoffschalungen eingefüllt und bei $23^\circ\text{C} / 50\%$ r. F. gelagert. Eine Verdunstung war nur über die Einfüllseite möglich. Die Austrocknung wurde über unterschiedliche Nachbehandlungsmaßnahmen variiert:

- ohne Nachbehandlung (oNB)
- Auftragen eines Nachbehandlungsmittels (NBM)
- konservierende Lagerung (KO1): einen Tag durch Auflegen einer Folie konserviert, anschließend $23^\circ\text{C} / 50\%$ r. F.
- konservierende Lagerung (KO): Konservierung bis zum Prüftermin durch Auflegen einer Folie

Während der Lagerung wurden die Massen der Proben kontinuierlich über Wägung erfasst, um die verdunstete Wassermenge zu bestimmen. Zu festgelegten Zeitpunkten wurden die Mörtelproben ausgeschalt, über die Tiefe Teilstücke abgespalten und zerkleinert. Von der Oberseite aus betrachtet betrug die Höhe der ersten vier Teilstücke

$0,75\text{ cm}$. Die Höhe der weiteren acht Teilstücke betrug je $1,5\text{ cm}$. Die Teilstücke wurden bei $105\text{ }^\circ\text{C}$ bis zur Massekonstanz getrocknet, um das freie und physikalisch gebundene Wasser zu bestimmen. Anschließend wurden zur Beurteilung des Hydrationsgrads die Proben bei $1000\text{ }^\circ\text{C}$ geglüht und der Anteil des chemisch gebundenen Wassers ermittelt. In **Abbildung 18** ist in Abhängigkeit der Nachbehandlung die Menge des verdunsteten Wassers (oben) und die des chemisch gebundenen Wassers (unten) im Alter von 28 Tagen dargestellt.

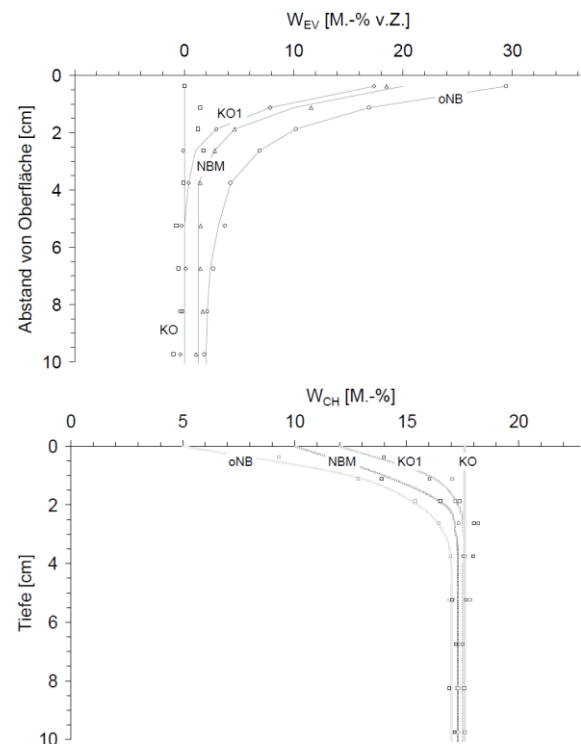


Abbildung 18: Menge des verdunsteten Wassers W_{EV} (oben) und des chemisch gebundenen Wassers W_{CH} (unten) im Alter von 28 Tagen für die untersuchten Nachbehandlungsvarianten, aus ⁴⁸

Das verdunstete Wasser W_{EV} in Abhängigkeit der Tiefe wurde ermittelt, indem von der Menge an Zugabewasser das physikalisch sowie das chemisch gebundene Wasser subtrahiert wurden. Es zeigt sich erwartungsgemäß in Abhängigkeit der

⁴¹ Powers: A Discussion of Cement Hydration in Relation to the Curing of Concrete

⁴² Spears: The 80 Percent Solution to Inadequate Curing Problems

⁴³ Patel: Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity in Portland cement paste

⁴⁴ Jensen: Clinker mineral hydration at reduced relative humidities

⁴⁵ Flatt: Why alite stops hydrating below 80% relative humidity

⁴⁶ Kern: Der Einfluss der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons

⁴⁷ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton

⁴⁸ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton

Nachbehandlungsgüte eine Reihung der verdunsteten Wassermenge, die mit zunehmender Tiefe geringer wird. Analog zur verdunsteten Wassermenge zeigt sich mit zunehmender Nachbehandlungsgüte eine Zunahme des Gehalts an chemisch gebundenem Wasser im oberflächennahen Bereich. Bei konservierender Lagerung (KO) erfolgt die Hydratation ungestört, was zu einem vertikalen Verlauf führt. Anders als beim Gehalt an verdunstendem Wasser ist in einer Tiefenstufe von 4 cm kein Einfluss der Nachbehandlung mehr feststellbar. Dies zeigt, dass trotz einer Austrocknung die Hydratation nicht zwangsläufig gestört wird. Hinzu kommt, dass hier der Wasserzementwert 0,45 beträgt, und somit mehr Wasser im Gefüge vorhanden ist, als der Zement zur Hydratation benötigt.

Aus **Abbildung 19** geht hervor, dass auch bei hoher Wasserverdunstung (ohne Nachbehandlung) bis zu einem Alter von 18 Stunden eine kontinuierliche und ungestörte Hydratation über die gesamte Probenhöhe vorliegt. Dies ist wie beschrieben mit einem Nachtransport von Wasser aus tieferen Schichten des jungen Betons zu begründen.

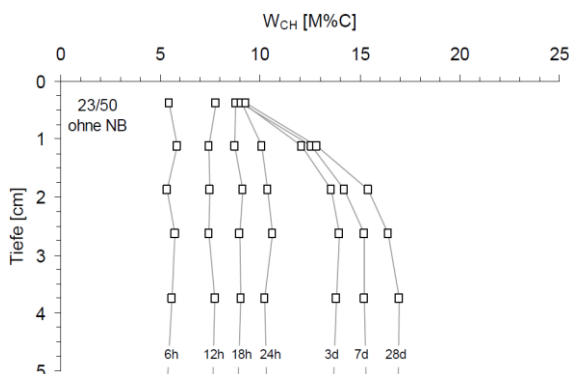


Abbildung 19: Menge des chemisch gebundenen Wassers W_{CH} einer nicht nachbehandelten Probe ($w/z = 0,45$) zu verschiedenen Zeitpunkten, aus ⁴⁸

Im Alter von 24 Stunden konnte eine verdunstungsbedingte Beeinflussung der Hydratation in einer (mittleren) Tiefe von 0,375 cm (Probenstück 0 bis 0,75 cm von der Oberfläche) festgestellt werden. Ab diesem Zeitpunkt war in dieser Tiefenstufe keine weitere Hydratation mehr feststellbar. Die Austrocknung führt dazu, dass auch in tieferen Bereichen die Hydratation gestört ist.

Ab einer Tiefe von rd. 4 cm war kein Einfluss der Austrocknung auf die Hydratation mehr vorhanden.

Wird einem bereits ausgetrockneten Beton Wasser zugeführt, kann dies nur teilweise zu einer Fortsetzung der Hydratation führen^{49,50,51}. Insbesondere bei Betonen mit Wasserzementwerten von kleiner als 0,5, wie es im Betonstraßenbau der Fall ist, bleibt eine spätere Wasserzufuhr häufig wirkungslos, da das Gefüge des Betons zu dicht ist, um kurzzeitig an der Oberfläche anstehendes Wasser in ausreichender Menge an tieferliegende, unhydratisierte Zementpartikel heranzuführen zu können.

3.4 Maßnahmen und Dauer der Nachbehandlung

Der im oberflächennahen Bereich erreichte Hydrationsgrad bestimmt maßgeblich die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons. Mit der Nachbehandlung soll sichergestellt werden, dass innerhalb des Betons die relative Luftfeuchte einen Wert 80 % nicht unterschreitet. Eine ausreichende Nachbehandlung ist nach DIN 1045-3⁵² gegeben, wenn während der ersten Tage der Hydratation die Verdunstung bei feuchtem, regnerischem Wetter bzw. Nebel die relative Luftfeuchte 85 % nicht unterschreitet. Im Hochbau stellt das mehrtägige Belassen eines Bauteils in der Schalung in der Regel bereits eine ausreichende Nachbehandlung dar. Im Betonstraßenbau hingegen führt die Gleitschalungsfertigung dazu, dass die Betonoberfläche von Beginn an den Umgebungsbedingungen, wie der Luftfeuchtigkeit, der Sonneneinstrahlung und dem Wind ausgesetzt ist. Der Nachbehandlung von Betonfahrbahndecken ist daher besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Nach ZTV Beton-StB 07⁵³ stehen verschiedene Nachbehandlungsvarianten zur Verfügung.

Bei der **Nassnachbehandlung** ist die Decke mindestens drei Tage auf der gesamten Oberfläche und den Seitenflächen durch Besprühen mit Wasser ununterbrochen feucht zu halten. Dabei ist darauf zu achten, dass durch das Besprühen der Beton nicht zu schnell abkühlt, um eine Rissbildung zu vermeiden. Eine Nassnachbehandlung stellt

⁴⁹ Neville: Properties of Concrete

⁵⁰ Huber: Zur Nachbehandlung von Beton

⁵¹ Wittmann: Hydratation und Festigkeit einer frühzeitig ausgetrockneten Portlandzementprobe

⁵² DIN 1045-3, Seite 20

⁵³ ZTV Beton-StB 07, S. 47 und 48

eine ideale Nachbehandlung dar, da eine Wasserverdunstung aus dem Beton unterbunden ist.

Eine Alternative stellt das **Aufsprühen von Nachbehandlungsmitteln** dar. Dabei werden Oberflächen mit texturiertem Oberflächenmörtel mit einem - im Allgemeinen paraffinhaltigen - Nachbehandlungsmittel besprüht. Die Auftragsmenge wird vom Hersteller angegeben und soll sicherstellen, dass der nach TL NBM-StB 09⁵⁴ geforderte Sperrkoeffizient S in Höhe von $\geq 85\%$ erzielt wird. Der Sperrkoeffizient ist ein Maß für die Wasserdampfdurchlässigkeit eines geschlossenen Oberflächenfilms zum Schutz junger Betonoberflächen vor frühzeitigem Wasserverlust. Die Bestimmung des Sperrkoeffizienten erfolgt nach TL NBM-StB 09, indem unter festgelegten Randbedingungen die Wasserverdunstung nachbehandelter und nicht nachbehandelter Betonproben wie folgt gegenübergestellt wird:

$$S = \frac{w_{un} - w_{bn}}{w_{un}} \quad \text{Gleichung 6}$$

Mit:

S : Sperrkoeffizient [%]

w_{un} : Verdunstung der unbehandelten Probe

w_{bn} : Verdunstung der behandelten Probe

Bei der Herstellung von Waschbetontexturen werden wie oben beschrieben zwei Nachbehandlungsgänge unterschieden. Hinsichtlich der ersten Nachbehandlung wird für das Kombinationsmittel ein Mittel des Typs AH mit einem Sperrkoeffizienten von 75% gefordert⁵⁵. Die Bezeichnung AH bedeutet dabei, dass es sich um ein Nachbehandlungsmittel für Verkehrsflächen für Verkehrsflächen ohne Griffigkeitsanforderungen (A) handelt, das sofort (H) aufzutragen ist. Waschbeton ist nach dem Ausbürsten erneut nachzubehandeln, was in der Praxis durch Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels erfolgt. Dafür ist ein Nachbehandlungsmittel des Typs VM mit einem Sperrkoeffizienten von 85% erforderlich⁵⁶. Die Bezeichnung VM bedeutet, dass es sich um ein Nachbehandlungsmittel für Verkehrsflächen (V) handelt, das im mattfeuchten Zustand (M) aufzutragen ist.

Durch ein **Abdecken mit Folie** wird eine Wasserverdunstung unterbunden, was hinsichtlich der Hydratation eine ideale Maßnahme darstellt. Es führt beispielsweise dazu, dass ab einer Tiefe von 6 mm eine relative Luftfeuchtigkeit von 80% vorhanden ist, wobei bei einem nicht nachbehandelten Beton gleicher Zusammensetzung dieser Wert erst ab einer Tiefe von 17 mm vorhanden ist⁵⁷. Es ist jedoch zu beachten, dass bei warmer Witterung ungünstige Temperaturgradienten entstehen können. Das Auflegen der Folie darf erst dann erfolgen, wenn die Textur dadurch nicht beschädigt wird.

Auch das **Aufbringen Wasser haltender Abdeckungen** ist eine alternative Nachbehandlungsmethode. Nach dem Fertigstellen der Oberfläche werden Wasser haltende Abdeckungen auf die Oberfläche gelegt. Dies können Jutetücher oder Vliesstoff sein. Auch diese Nachbehandlung stellt eine ideale Maßnahme dar. Zusätzlich zum Verdunstungsschutz verhindert diese Maßnahme bei sommerlichen Temperaturen ein Aufheizen des Betons.

Die **Dauer der Nachbehandlung** richtet sich nach dem Hydratationsfortschritt. Der Beton ist so lange vor Verdunstung zu schützen, bis im oberflächennahen Bereich die dann folgende weitere Hydratation mit der des Kernbetons vergleichbar ist. Die erforderliche Nachbehandlungsdauer ergibt sich gemäß Tabelle 5.NA der DIN 1045-3⁵⁸ in Abhängigkeit der Festigkeitsentwicklung und der Oberflächentemperatur des Betons. Bei erhöhten Anforderungen an die Oberfläche (zum Beispiel Expositionsklasse XM, der auch der Straßenbeton zuzuordnen ist⁵⁹) ist der Beton nachzubehandeln, bis der oberflächennahe Beton 70% der charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Ohne diesen Nachweis sind die Werte der Tabelle 5.NA zu verdoppeln.

3.5 Festbetoneigenschaften

Die infolge einer mangelnden Nachbehandlung erhöhte Kapillarporosität im oberflächennahen Bereich führt zu geringeren Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften des oberflächennahen Betons, wie Untersuchungen am Beispiel der

⁵⁴ TL NBM-StB 09, S. 8

⁵⁵ TL NBM-StB 09, S. 8

⁵⁶ TL NBM-StB 09, S. 8

⁵⁷ Weigler: Nachbehandlung des Betons – Bedeutung und Anforderungen, S. 136-142.

⁵⁸ DIN 1045-3, S. 21

⁵⁹ TL Beton-StB 07, S. 26

Druckfestigkeit zeigen^{60,61,62,63}. Auch die kapillare Wasseraufnahme^{64,65}, die Permeabilität^{66,67}, die Carbonatisierung^{62,68}, die Biegezugfestigkeit^{69,70,71} und der Frost-Tausalz-Widerstand^{72,73,74,75,76,77} werden maßgeblich beeinflusst.

Für Straßenbetone sind von den genannten Eigenschaften die Biegezugfestigkeit und der Frost-Tausalz-Widerstand von besonderer Bedeutung. Eine hohe (Biege-) Zugfestigkeit ist aus Sicht der Dimensionierung relevant, da sie die Lebensdauer der Fahrbahndecke wesentlich beeinflusst. Untersuchungen zeigen in diesem Zusammenhang beispielsweise, dass die Biegezugfestigkeit eines Straßenbetons, der bei 20 °C / 65 % r. F. gelagert wurde, um bis zu 1/3 geringer war als die Biegezugfestigkeit bei idealer (konservierender) Lagerung⁷¹.

Durch einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand können neben den Substanz- auch die Gebrauchseigenschaften einer Fahrbahndecke positiv beeinflusst werden. Hohe Abwitterungen, die aus einem zu geringen Frost-Tausalz-Widerstand resultieren, können eine signifikante Änderung der Gestalt der Textur zur Folge haben. Dies kann sich sowohl auf die Griffigkeit als auch insbesondere auf die lärmindernden Eigenschaften negativ auswirken. Generell nehmen die Abwitterungen eines Betons mit abnehmender Güte der Nachbehandlung zu, wobei sich Betone, die mit hüttensandhaltigen Zementen hergestellt werden, wesentlich nachbehandlungsempfindlicher reagieren^{72,73,76}. Untersuchungen von Ehrhardt⁷⁷ zum Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbetonen zeigten,

dass die Abwitterungen der besenstrichtexturieren Oberflächen mit abnehmender Güte der Nachbehandlung deutlich zunahmen. Auch hier zeigte sich, dass Betone, die mit hüttensandhaltigen Zementen hergestellt wurden, empfindlicher auf die Güte der Nachbehandlung reagierten als Portlandzementbetone. Die Nachbehandlungsempfindlichkeit war generell umso geringer, je höher die 2-Tage-Druckfestigkeit des Zements war. Ab einer Festigkeit von ≥ 23 N/mm² konnten die Betone als nachbehandlungsunempfindlich angesehen werden. Darüber hinaus zeigte die Verwendung von Nachbehandlungsmitteln, dass diese zu einer Verringerung der Carbonatisierung führten, wodurch der Frost-Tausalz-Widerstand einiger Portlandzementbetone verschlechtert wurde.

Zusätzlich zum Einfluss der Nachbehandlung wurde von Hilsdorf⁷⁸ auch der Einfluss der Carbonatisierung auf den Frost-Tausalz-Widerstand untersucht. Dabei zeigte sich, dass mit zunehmender Carbonatisierungstiefe, die durch den CO₂-Gehalt der Luft gesteuert wurde und vom Feuchtegehalt des Betons beeinflusst wird, die Abwitterungen des Betons, der mit hüttensandhaltigem Zement hergestellt wurde, signifikant anstieg, wohingegen die Abwitterung des Portlandzementbetons abnahm. Nach CO₂-freier Lagerung war die Abwitterung des folglich nicht carbonatisierten Hüttensandbetons sogar geringer als die des Portlandzementbetons. Der mit zunehmender Carbonatisierungstiefe abnehmende Frost-Tausalz-Widerstand wird damit erklärt, dass die Carbonatisierung von Hochofenzementbeton im Gegensatz zu Portlandzementbeton keine Verringerung, sondern eine Zunahme der

⁶⁰ Kubens: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dichtigkeit und Druckfestigkeit von Beton, S. 22

⁶¹ Skarabis: Dauerhaftigkeit flugaschehaltiger Straßenbetone, S. 98

⁶² Hainer: Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen, S. 44

⁶³ Jacobs: Nachbehandlung von Beton, S. 26

⁶⁴ Gehlen: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen S. 30

⁶⁵ Spörel: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter massiger LP-Betonbauteile, S. 238

⁶⁶ Kubens: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dichtigkeit und Druckfestigkeit von Beton, S. 21

⁶⁷ Skarabis: Oberflächendauerhaftigkeit von Straßenbetonen

⁶⁸ Utgenannt: The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete

⁶⁹ Nischer: Betonwerk- und Fertigteil-Technik: Austrocknen von jungem Beton, Teil 3, S. 243

⁷⁰ Bonzel: Einfluss der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons, S. 354.

⁷¹ Skarabis: Oberflächendauerhaftigkeit von Straßenbetonen

⁷² Hilsdorf: Einfluss der Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton, S. 58

⁷³ Haegermann: Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstands, S. 5

⁷⁴ Lohaus: Einfluss baupraktischer Parameter auf die Ergebnisse des CDF- und CIF-Verfahrens, S. 71

⁷⁵ Stark: Optimierung des Nachbehandlungssystems für Betone mit CEM II/B-S Zementen

⁷⁶ Eickschen: Brückenkappen immer wieder mit Problemen, S. 8

⁷⁷ Ehrhardt: Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz-Widerstand der Betonrandzone, S. 89

⁷⁸ Hilsdorf: Einfluss der Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton, S. 60

Kapillarporosität stattfindet⁷⁹. Da sich bei der Hydratation von Hochofenzementbeton weniger Calciumhydroxid bildet als bei Portlandzementbeton, ist die Umwandlung der C-S-H-Phasen die entscheidende Carbonatisierungsreaktion. Neben Calciumcarbonat bildet sich das stark poröse Kieselgel, das für die hohe Kapillarporosität verantwortlich ist. Zudem entstehen ab einem Hüttensandanteil im Zement von $\geq 55\%$ neben stabilem Calcit auch die beiden metastabilen Calciumcarbonatmodifikationen Aragonit und Vaterit. Diese führen bei der Frost-Tausalz-Beanspruchung zur Bildung von schlecht kristallinem Calcit, das abwittert. Der Einfluss der Carbonatisierung auf den Frost-Tausalz-Widerstand wurde auch von Utgenannt⁸⁰ untersucht, der zeigen konnte, dass bei Portlandzementbeton und Portlandhüttenzementen mit Hüttensandgehalten $< 30\%$ die Carbonatisierung zu einer Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstands führte.

Hinsichtlich des Einflusses der Nachbehandlungsdauer wurde von Hainer⁸¹ festgestellt, dass bei allen untersuchten Betonen die Druckfestigkeit mit der zunehmender Nachbehandlungsdauer anstieg. Die betrachte Dauer der Nachbehandlung (Wasserlagerung) betrug 2, 4 und 7 Tage. Die untersuchten Betone unterschieden sich im Wesentlichen in der Art des Zements. Es kamen ein Portlandzement sowie weitere Zemente mit teils deutlich geringerem Klinkergehalt zum Einsatz. Es wurde gefolgert, dass die in DIN 1045-3 geforderte Mindestdauer der Nachbehandlung in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung auch für Betone mit Zementen mit geringem Klinkergehalt bezüglich der Vermeidung einer carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion angemessen ist.

Nachfolgend wird der Kenntnisstand zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Festbeton- und Dauerhaftigkeitseigenschaften von Waschbeton, der den Schwerpunkt dieser Arbeit bildet, dargestellt. Hinsichtlich der Nachbehandlung von Fahrbahndecken mit Waschbetontextur werden wie beschrieben zwei Nachbehandlungsgänge unterschieden (1. Nachbehandlung der zu diesem Zeitpunkt noch untexturierten Oberfläche direkt nach dem Betoneinbau, 2. Nachbehandlung nach

dem Ausbürsten). In Untersuchungen von Gehlen⁸² wurde der Frage nachgegangen, welchen Einfluss beide Nachbehandlungen auf die Festigkeit und Dauerhaftigkeit von Waschbeton haben. Für die Untersuchungen wurden Betone mit einem CEM I und einem CEM III/A hergestellt. Die Untersuchungen ergaben, dass beide Nachbehandlungsgänge die Festigkeit wie auch die Dauerhaftigkeit beeinflussen. So zeigte sich, dass bei zunehmender Güte der Nachbehandlung die Kapillarporosität der Betonrandzone abnimmt und die Haftzugfestigkeit zunimmt. Es wurde festgestellt, dass für alle untersuchten Festbetoneigenschaften der Einfluss der zweiten Nachbehandlung wesentlich größer als der der ersten Nachbehandlung ist. Dies zeigte sich insbesondere bei der Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstands. Hier wurde kein Einfluss der ersten Nachbehandlung, jedoch ein signifikanter Einfluss der zweiten Nachbehandlung festgestellt. In **Abbildung 20** sind beispielhaft die beim CDF-Test ermittelten Abwitterungen des CEM-I- und des CEM-III-Betons in Abhängigkeit der Nachbehandlungsgüte (Variation der zweiten Nachbehandlung) dargestellt.

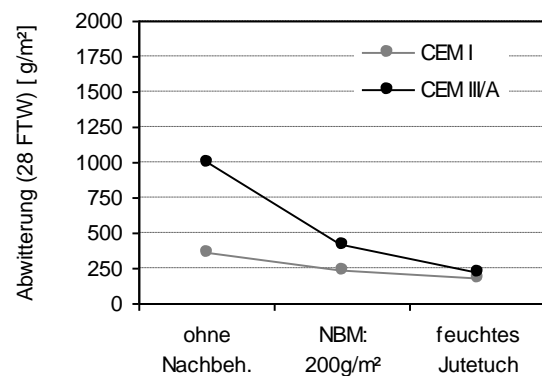


Abbildung 20: Frost-Tausalz-Widerstands in Anlehnung an den CDF-Test (Prüffläche: Waschbetontextur): Abwitterung der Waschbetone in Abhängigkeit der 2. Nachbehandlung⁸³

Erwartungsgemäß zeigte sich aus oben genannten Gründen eine höhere Nachbehandlungsempfindlichkeit beim CEM-III-Beton gegenüber dem CEM-I-Beton. Ohne Nachbehandlung (Lagerung

⁷⁹ Ludwig: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton, S. 150

⁸⁰ Utgenannt: The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete

⁸¹ Hainer: Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen, S. 44

⁸² Gehlen: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen

⁸³ Gehlen: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen, S. 35.

bei 20°C/65 % r. F.) betrogen die Abwitterungen des CEM-III-Betons mit 1000 g/m² rd. das Dreifache des nicht nachbehandelten CEM-I-Betons. Mit zunehmender Güte der Nachbehandlung nimmt dieses Verhältnis kontinuierlich ab, bis bei idealer Nachbehandlung durch Abdecken mit einem feuchten Jutetuch die Abwitterungen beider Betone vergleichbar sind. Da die Abwitterung bei Waschbetonen hauptsächlich in der Mörtelmatrix stattfindet, können hohe Abwitterungen zu einem Herauslösen grober Gesteinskörner und somit zu einer Verkehrsgefährdung führen. Zusätzlich führt die Abwitterung der Mörtelmatrix zu einer Zunahme der Texturtiefe, die mit einer Verschlechterung der akustischen Eigenschaften verbunden ist⁸⁴.

3.6 Zusammenfassung

Aus den bisherigen Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften von Beton lässt sich im Wesentlichen Folgendes ableiten:

- Die anfängliche Austrocknung eines jungen Betons ist nicht zwangsläufig mit einer Störung der Hydratation verbunden, da insbesondere innerhalb der ersten Stunden Wasser aus tieferen Schichten nachtransportiert wird. Dies gilt zunächst unabhängig vom Wasserzementwert, da innerhalb der ersten Stunden genügend freies Wasser für einen Feuchteausgleich vorhanden ist.
- Die Wirkung von Nachbehandlungsmitteln ist sehr unterschiedlich. Sowohl die klimatischen Bedingungen als auch der verwendete Zement beeinflussen die Wirksamkeit dieser Nachbehandlungsmaßnahme.
- Mit wasserzuführenden bzw. konservierenden Nachbehandlungsmaßnahmen werden generell sehr hohe Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften erzielt.
- Untersuchungen deuten darauf hin, dass eine unzureichende Nachbehandlung das Gefüge des Betons bis zu einer Tiefe von 20 mm beeinflussen kann.
- Hinsichtlich der Nachbehandlungsdauer scheint die in DIN 1045-3 geforderte Mindestdauer in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung auch für Betone mit Zementen mit

geringem Klinkergehalt bezüglich der Vermeidung einer carbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion angemessen.

Mit den Prüfverfahren, die in der Regel zur Bewertung der Nachbehandlungsgüte eingesetzt werden, wie z. B. dem CDF-Test, der kapillaren Wasseraufnahme sowie der Druck- und Biegezugfestigkeit, wird primär die Randzone des Betons beansprucht. Jedoch kann mit diesen Verfahren nur eine integrale Bewertung der Güte der beanspruchten Randzone vorgenommen werden. Eine Bewertung des Gefüges beispielsweise in Abhängigkeit der Tiefe ist nicht möglich. Hinzu kommt, dass nachbehandlungsbedingte tiefenabhängige unterschiedliche Hydratationsgrade innerhalb der Randzone auch stets unterschiedliche Carbonatisierungstiefen hervorrufen. Diese können anders als ein geringer Hydratationsgrad die Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften insbesondere von Portlandzementbetonen durchaus auch positiv beeinflussen, so dass mit den herkömmlichen Methoden eine getrennte Untersuchung bzw. Bewertung zum Einfluss des aus der Nachbehandlung vorliegenden Hydratationsgrad und der Carbonatisierung quantitativ kaum möglich ist.

4 HÄRTE

4.1 Prüfprinzip und -verfahren

Der mechanische Widerstand, den ein Werkstoff dem Eindringen eines Körpers entgegensetzt, ist als Härte definiert. Über die Härte eines Werkstoffs lassen sich Rückschlüsse auf z. B. das Verschleißverhalten ziehen. So nimmt in Bezug auf Metalle mit zunehmender Härte die Abnutzung von Werkzeugen ab. Ein genereller Zusammenhang zwischen Härte und Festigkeit besteht nicht, jedoch ist es möglich, innerhalb verwandter Materialien mit der Bestimmung der Härte auf einfache Weise, schnell und weitestgehend zerstörungsfrei beispielsweise auf die Zugfestigkeit eines Stahls zu schließen⁸⁵. Die Härte wird vorwiegend in der Industrie eingesetzt, um im Rahmen der Qualitätssicherung die Materialeigenschaften von Metallen, Kunststoffen und Gummi zu prüfen. Zur Bestimmung der Härte werden genormte Prüfkörper unter definierten Randbedingungen senkrecht zur Oberfläche in das zu untersuchende

⁸⁴ Skarabis: Optimierung von Waschbetonfahrbahndecken

⁸⁵ Herrmann: Härteprüfung an Metallen und Kunststoffen

Material eingedrückt. Die unterschiedlichen Härteprüfverfahren unterscheiden sich in der Gestalt und dem Material des Eindringkörpers sowie der Art der Belastung. Die bekanntesten Härteprüfverfahren sind die Härteprüfung nach Brinell, Vickers und Rockwell. Das Prinzip der Härteprüfung nach Brinell beruht darauf, dass ein kugelförmiger Eindringkörper unter definierter Kraft in die Prüfoberfläche eindringt. Die Brinellhärte ermittelt sich dann aus dem Quotienten der Prüfkraft und der räumlichen Eindruckoberfläche. Für die Bestimmung der Härte nach Rockwell wird ein Eindringkörper (z. B. Diamantkegel) in zwei Belastungsstufen in die zu prüfende Probe gedrückt. In der ersten Stufe wird mit einer Vorkraft belastet. In der zweiten Stufe wird die Kraft um eine Zusatzkraft erhöht. Nach Rücknahme der Zusatzkraft wird die bleibende Eindringtiefe gemessen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Härteprüfverfahren nach Vickers verwendet, das nachfolgend ausführlich beschrieben ist.

4.2 Vickershärte

4.2.1 Verfahrensprinzip

1925 wurde von Smith und Sandland bei der Firma Vickers in England ein Härteprüfverfahren entwickelt, bei dem als Eindringkörper ein Diamant in Form einer geraden Pyramide mit quadratischer Grundfläche bei konstanter Prüfkraft F senkrecht in die zu prüfende Probe eingedrückt wird⁸⁶, **Abbildung 21**. Der Winkel α zwischen zwei gegenüberliegenden Seitenflächen der Pyramide beträgt 136° . Durch die Wahl dieses Winkels wurde erreicht, dass die Vickershärte bis zu einem Wert von 300 mit der Brinellhärte übereinstimmt⁸⁷.

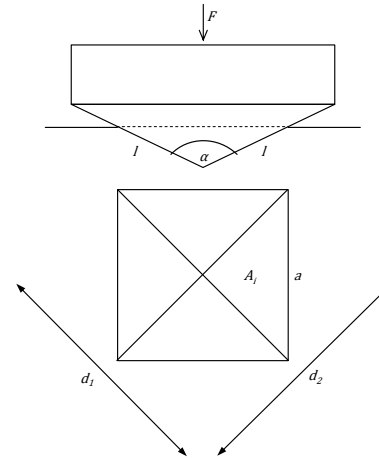


Abbildung 21: Prinzip der Härteprüfung nach Vickers

An dem in der Probe verbleibenden Abdruck, dessen Geometrie entsprechend dem Eindringkörper als Pyramide angenommen wird, werden die Längen der Diagonalen d_1 und d_2 ermittelt und aus deren Mittelwert d die räumliche Oberfläche A des Eindrucks wie folgt berechnet:

Für die Länge l gilt:

$$l = \frac{a}{2 \cdot \sin \frac{136^\circ}{2}} \quad \text{Gleichung 7}$$

Der Flächeninhalt eines Dreiecks A_i des Pyramidenabdrucks beträgt:

$$A_i = \frac{1}{2} a \cdot l = \frac{1}{4} \cdot \frac{a^2}{\sin \frac{136^\circ}{2}} \quad \text{Gleichung 8}$$

Mit $a = d/\sqrt{2}$ ergibt sich für die Oberfläche A des Pyramideneindrucks:

$$A = 4 \cdot A_i = \frac{d^2}{2 \cdot \sin \frac{136^\circ}{2}} \quad \text{Gleichung 9}$$

Die Vickershärte HV wird aus dem Quotienten der aufgebrauchten Prüfkraft F und der Oberfläche A des Eindrucks ermittelt:

$$HV = \frac{0,102 \cdot 2 \cdot F \cdot \sin \frac{136^\circ}{2}}{d^2} \quad \text{Gleichung 10}$$

Der Faktor 0,102 berücksichtigt dabei die Umrechnung der historischen Krafteinheit kgf (Kilogramm-force) in N (1 kgf = 1/9,80665 N). Auf diese Weise können heutige Härtemessungen mit historischen Werten direkt verglichen werden.

⁸⁶ Domke: Werkstoffk. u. Werkstoffpr. (1986) S. 334

⁸⁷ Domke: Werkstoffk. u. Werkstoffpr. (1986) S. 336

Die Wahl der Pyramide als Eindringkörper hat den Vorteil, dass das Gesetz der proportionalen Widerstände gilt. Dieses besagt, dass die Prüfkraft und die Eindruckoberfläche proportional sind. Dadurch ist der Härtewert nach Vickers von der gewählten Prüfkraft unabhängig⁸⁸. Die im Prüfkörper verbleibende Tiefe t des Eindrucks beträgt ca. ein Siebtel der Diagonalenlänge und lässt sich aus dem in **Abbildung 22** dargestellten Zusammenhang ermitteln.

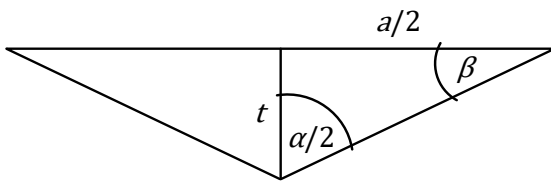


Abbildung 22: Härteprüfung nach Vickers: Ermittlung der Eindringtiefe t

Mit $\alpha = 136^\circ$ folgt für β :

$$\beta = 180^\circ - 90^\circ - \frac{\alpha}{2} = 22^\circ \quad \text{Gleichung 11}$$

Für die Tiefe des im Prüfkörper verbleibenden Eindrucks ergibt sich mit $a = d/\sqrt{2}$ somit:

$$t = \frac{a}{2} \tan 22^\circ = \frac{d}{2\sqrt{2}} \tan 22^\circ \quad \text{Gleichung 12}$$

Die Vickershärte wird in Abhängigkeit der Prüfkraft in folgende Bereiche nach **Tabelle 1** eingeteilt:

Tabelle 1: Bereiche der Prüfkraft nach EN ISO 6507-1⁸⁹

Prüfkraft F [N]	Härtesymbol	Bezeichnung
$F \geq 49,03$	$\geq HV 5$	Vickers-Härteprüfung
$1,961 \leq F < 49,03$	$HV 0,2 \text{ bis } < HV 5$	Vickers-Kleinkrafthärteprüfung
$0,09807 \leq F < 1,961$	$HV 0,01 \text{ bis } < HV 0,2$	Vickers-Mikrohärteprüfung

Der Mikrobereich der Vickershärteprüfung erstreckt sich bis zu einer Eindringtiefe von $0,2 \mu\text{m}$.

Sind die Eindringtiefen $\leq 0,2 \mu\text{m}$, spricht man von einer Härteprüfung im Nanobereich⁹⁰.

4.2.2 Probenvorbereitung

In EN ISO 6507-1 sind für die Prüfung metallischer Werkstoffe Anforderungen an die zu prüfende Probe aufgeführt. Demnach soll die Mindestdicke der Probe das 1,5fache der mittleren Diagonalenlänge betragen. Die zu prüfende Oberfläche muss mindestens so groß sein, dass der Abstand des Mittelpunktes jedes Prüfeindrucks zum Rand der Probe mindestens das Zweieinhalbfache (bei Stahl, Kupfer und Kupferlegierungen) bzw. mindestens das Dreifache (bei Leichtmetallen, Blei, Zinn und deren Legierungen) der mittleren Diagonalenlänge beträgt. Mit abnehmender Eindringtiefe nimmt der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Härteprüfung zu, da die Prüfung mikroskopisch betrachtet von einem senkrecht erfolgenden Eindringen auf einer ideal ebenen Oberfläche abweicht. Um die Messunsicherheit zu verringern, sollte nach DIN EN ISO 14577-4⁹¹ daher für die Prüfung metallischer Werkstoffe die Rauheit R_a höchstens 5 % der Eindringtiefe betragen.

4.2.3 Durchführung

Das Vorgehen zur Bestimmung der Vickershärte von metallischen Werkstoffen ist in EN ISO 6507-1 beschrieben. Danach ist der Eindringkörper auf die Oberfläche aufzusetzen und die Prüfkraft stoß- und erschütterungsfrei senkrecht zur Prüfoberfläche aufzubringen, bis die aufgebrachte Kraft den vorgegebenen Wert erreicht hat. Die Zeit vom Beginn des Aufbringens bis zum Erreichen des vorgegebenen Wertes darf dabei nicht weniger als 2 s und nicht mehr als 8 s betragen. Im Kleinkraft- und Mikrohärtebereich darf sie nicht länger als 10 s sein. Die Einwirkdauer der Prüfkraft muss 10 bis 15 Sekunden betragen, ausgenommen für Prüfungen an Werkstoffen mit zeitabhängigen Eigenschaften, für die die Einwirkdauer einen signifikanten Einfluss auf das Prüfergebnis hat. Für die Prüfung solcher Werkstoffe ist eine längere Einwirkdauer zulässig und die Dauer der Beanspruchung wird als Teil der Härtebezeichnung angegeben⁹².

⁸⁸ Herrmann: Härteprüfung (2007) S. 46

⁸⁹ EN ISO 6507-1 (2006), S. 4

⁹⁰ DIN EN ISO 14577-1 (2015), S. 5

⁹¹ DIN EN ISO 14577-4 (2007), S. 8

⁹² EN ISO 6507-1 (2006); S. 7

An dem in der Probe verbleibenden Eindruck, werden im Anschluss an die Prüfung die Diagonalenlängen ermittelt und die Härte nach **Gleichung 10** ermittelt. Die Ergebnisse einer Härtebestimmung können verfälscht werden, wenn die Eindringprüfung zu nah am Probenrand bzw. der Abstand zweier Eindrücke zu gering ist. Der Abstand der Mittelpunkte zweier nebeneinander liegender Prüfeindrücke sollte mindestens das Dreifache (für Stahl, Kupfer und Kupferlegierungen) bzw. mindestens das Sechsfache (für Leichtmetalle, Blei, Zinn und deren Legierungen) der mittleren Diagonalenlänge betragen. Wenn zwei nebeneinanderliegende Prüfeindrücke sich in ihrer Größe unterscheiden, so ist der Mindestabstand auf der Grundlage der mittleren Diagonalenlänge des größeren Prüfeindrucks zu bestimmen⁹³. Aus den an der Probe ermittelten Härten wird anschließend der Mittelwert gebildet. Nach EN ISO 6507-1 kann die Bezeichnung für die Vickershärte eines Werkstoffs dann beispielsweise lauten:

200 HV 15/20

200: Härtewert

HV: Härte nach Vickers

15: Prüfkraft in kgf, 15 kgf = 147,1 N

20: Prüfdauer in s, sofern sie außerhalb des festgelegten Bereichs (10 bis 15 s) liegt

Angaben zu einer mindestens erforderlichen Anzahl an Eindringprüfungen für eine Werkstoffprobe existieren nicht.

4.3 Untersuchung zementgebundener Baustoffe

Die Bestimmung der Härte wird seit vielen Jahren auch zur Untersuchung der Gefügeeigenschaften von Zementstein, Mörtel und Beton eingesetzt.

Glinicki⁹⁴ untersuchte den Einfluss der Prüflast und des Wasserzementwerts auf die Vickershärte von Zementsteinproben. Es zeigte sich eine lineare Abnahme der Vickershärte mit abnehmendem Wasserzementwert. Ein Einfluss des Prüflast (10, 20 und 40 N) wurde nicht festgestellt, **Abbildung 23**.

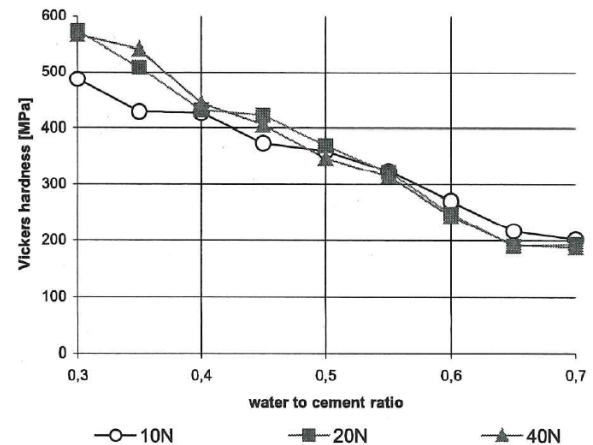


Abbildung 23: Vickershärte in Abhängigkeit des Wasserzementwerts und der Prüfkraft, aus ⁹⁴

Zur Berechnung der Vickershärte wurde von Glinicki nicht der Faktor 0,102 (vgl. **Gleichung 10**) berücksichtigt, so dass die Vickershärten um den Faktor 9,81 höher sind als Vickershärten, die nach **Gleichung 10** ermittelt werden. Auch zur Druckfestigkeit wurde eine gute Korrelation der Vickershärte beobachtet^{95,96}. Die Untersuchung der Übergangszone (ITZ) von Gesteinskörnung, Bewehrung, Stahlfasern zur umgebenden Mörtelmatrix bildet in der Literatur einen Schwerpunkt der Anwendung der Härteprüfung. Die Härteprüfung ermöglicht eine Quantifizierung der Gefügeeigenschaften der ITZ in Abhängigkeit zum Abstand beispielsweise des Gesteinskorns^{97,98,99,100,101,102,103,104}. **Abbildung 24** zeigt

⁹³ EN ISO 6507-1 (2006); S. 7

⁹⁴ Glinicki: Depth-sensing indentation method for evaluation of efficiency of secondary cementitious materials

⁹⁵ Kadlecek: Mikrohärteprüfung von Beton

⁹⁶ Feldman: Properties of Portland Cement-Silica Fume Pastes, II.: Mechanical Properties

⁹⁷ Kadlecek: Mikrohärteprüfung von Beton

⁹⁸ Wei: Study of the interface strength in steel fibre reinforced cement based composites

⁹⁹ Zhu: Application of depth-sensing microindentation testing to study of interfacial transition zone in reinforced concrete

¹⁰⁰ Sonebi: Utilization of Micro-Indentation Technique to determine the Micromechanical Properties of ITZ in Cementitious Materials

¹⁰¹ Wang: Application of nanoindentation testing to study of the interfacial transition zone in steel fiber reinforced mortar

¹⁰² Erdem: Influence of the micro- and nanoscale local mechanical properties of the interfacial transition zone on impact behavior of concrete made with different aggregates

¹⁰³ Li: Interfacial transition zones in recycled aggregate concrete with different mixing approaches

¹⁰⁴ Pang: ITZ properties of concrete with carbonated steel slag aggregate in salty freeze-thaw environment

beispielhaft die Vickershärte von Mörteln in Abhängigkeit des Wasserzementwerts und des Abstands zu einer benachbarten Stahlfaser.

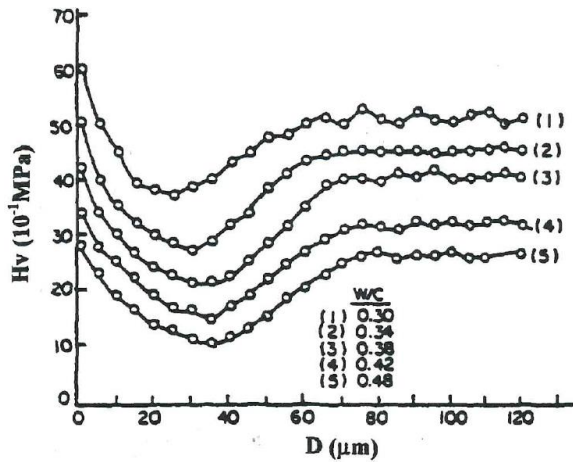


Abbildung 24: Vickershärte von Mörtel in Abhängigkeit des Wasserzementwerts und des Abstands zur Stahlfaser, aus ⁹⁸

Es zeigt sich ein deutlicher Einfluss des Wasserzementwerts auf die Vickershärte. Aufgrund der abnehmenden Kapillarporosität sind die Vickershärten umso geringer je höher der Wasserzementwert ist. Im Bereich der ITZ zeigt sich aufgrund eines im Vergleich zum Kernbereich abweichenden Gefüges bei allen Mörteln eine Abnahme der Vickershärte. Im Abstand von $> 80 \mu\text{m}$ ist der Einfluss abgeklungen und die Vickershärte bleibt konstant. Auch zur Beurteilung eines chemischen Angriffs wird die Härteprüfung eingesetzt^{97,105}. Xiong¹⁰⁵ untersuchte dazu die Vickershärte an Portlandzementsteinproben mit einem Wasserzementwert von 0,45, die einem Angriff von Ammoniumchlorid (NH_4Cl), Natriumsulfat (Na_2SO_4) und Ammoniumsulfat ($(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$) für eine Dauer von 180 bzw. 540 Tagen ausgesetzt waren, **Abbildung 25**. In Calciumhydroxidlösung (limewater) gelagerte Proben dienen dabei als Referenz.

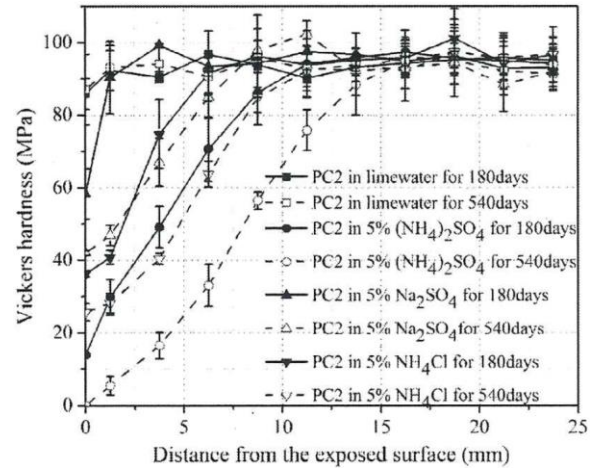


Abbildung 25: Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe und der Art der Beanspruchung, aus ¹⁰⁵

Am stärksten ist der Angriff unmittelbar unter der Oberfläche der 540 Tage in Ammoniumchlorid gelagerten Probe. Die Vickershärte beträgt mit einem Wert von 5 nur rd. 6 % der Referenz. Der Einfluss des chemischen Angriffs ist bis zu einer Tiefe von rd. 17 mm feststellbar. Kadlecek und Dohnalek¹⁰⁶ nutzten die Vickershärte zur Untersuchung verschiedener Einflüsse auf die Gefügeeigenschaften von Zementstein und Beton. Die Variation des Wasserzementwerts zeigte auch hier eine Abnahme der Vickershärte mit zunehmendem Wasserzementwert. Die Vickershärte korrelierte dabei mit der Druckfestigkeit der Betone. Ebenso führte eine Zunahme von Mikrorissen in Betonen, die in verschiedenen Belastungsintensitäten im Druckversuch vorgeschädigt wurden, zu einer deutlichen Abnahme der Vickershärte. Zementsteinproben, die einem Säureangriff mit Ammoniumchloridlösung ausgesetzt waren, wiesen unmittelbar unterhalb der Oberfläche die geringste Härte auf, die mit zunehmendem Abstand zur Oberfläche anstieg. Mit Hilfe der Härteprüfung konnte auf diese Weise die Schädigung an der Oberfläche quantifiziert und die Tiefe, bis zu der eine Schädigung auftrat, ermittelt werden. Die Untersuchung der Kontaktzone von grober Gesteinskörnung und der umgebenden Mörtelmatrix zeigte, dass die petrographische Zusammensetzung der groben Gesteinskörnung einen signifikanten Einfluss auf die Vickershärte der Kontaktzone (Abstand: 20 bis $100 \mu\text{m}$) hatte. Dies wurde mit unterschiedlichen sich in der

¹⁰⁵ Xiong: Deterioration of pastes exposed to leaching, external sulfate attack and the dual actions, S. 57

¹⁰⁶ Kadlecek: Mikrohärtprüfung von Beton

Kontaktzone bildenden Reaktionsprodukten begründet. In einem Abstand von $\geq 300 \mu\text{m}$ war kein Einfluss der Kontaktzone mehr feststellbar.

Kern¹⁰⁷ setzte die Rockwellhärteprüfung ein, um den Einfluss der Nachbehandlung auf das Betongefüge zu untersuchen. Anders als bei der Vickershärte dringt bei der Härteprüfung nach Rockwell eine abgerundete Diamantspitze in die Oberfläche ein¹⁰⁸. Kern bestimmte die Härte in einer Tiefe von 0 bis 12 mm sowie in einer Tiefe von 16 bis 100 mm. Zur Auswertung wurde die Härte im oberflächennahen Bereich auf die des Kernbetons bezogen. Bei Oberflächen, die einen Tag in der Schalung verblieben und anschließend unterschiedlich nachbehandelt wurden, zeigten sich die geringsten Härten bei den mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Proben. Die Wirksamkeit der Nachbehandlung stieg durch ein längeres Belassen in der Schalung oder Lagerung der Proben unter Wasser. Die Simulation der Nachbehandlung einer Bodenplatte, die von Beginn an ohne Nachbehandlungsmaßnahmen dem Umgebungsklima (20 °C / 65 % r. F.) ausgesetzt ist, zeigte anders als erwartet die höchste Härte. Für diesen Beton wurde ein CEM I 32,5 R mit einem Wasserzementwert von 0,6 verwendet.

5 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

5.1 Konzept und Untersuchungsprogramm

In der vorliegenden Arbeit wurde die Mikroindentation nach Vickers zur ortsaufgelösten Beurteilung oberflächennaher Gefügeeigenschaften von Straßenbetonen eingesetzt, um aktuelle Fragestellungen aus dem Bereich des Betonstraßenbaus zu beantworten. Die bisherige Anwendung der Härteprüfung zur Untersuchung von Mörteln und Betonen zeigt, dass Unterschiede im Gefüge, die aus verschiedenen Wasserzementwerten oder der ITZ resultieren, präzise erfasst werden können. Ebenso konnten Schädigungen infolge eines chemischen Angriffs und aus mechanischer Vorbelastung quantifiziert werden. Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeeigenschaften fanden bisher nur orientierend statt und lieferten teils widersprüchliche Ergeb-

nisse. Im Folgenden sind aktuelle Fragestellungen aus der Technologie der Straßenbetone, zu deren Klärung die Mikroindentation herangezogen wurde, aufgeführt. Die ausführliche Beschreibung der Untersuchungen folgt in den entsprechenden Kapiteln 6 bis 9.

1) Wasserzementwert, Betonalter und Luftporengehalt (Kapitel 6)

Im ersten Teil der Untersuchungen wurden praxisübliche Straßenbetonzusammensetzungen gewählt und die Härte des Betongefüges bei variierendem Wasserzementwert bzw. zu unterschiedlichem Alter des Betons ermittelt. Die Untersuchungen wurden an Waschbetonen und konventionellen Oberbetonen durchgeführt. Es kamen zwei Portlandzemente sowie ein CEM II/B-S und ein CEM III/A zum Einsatz. Parallel zur Bestimmung der Vickershärte wurde die Druckfestigkeit der Betone bestimmt. Die Untersuchungen sollten Aufschluss darüber geben, welchen Einfluss die mit dem Wasserzementwert und dem Betonalter sich ändernde Gefügeverdichtung auf die Härte des Gefüges hat. Die Ergebnisse sollten es für die anschließenden Untersuchungen ermöglichen, von den ermittelten Härten auf einen „fiktiven Wasserzementwert“ bzw. ein „fiktives Betonalter“ zu schließen. Anhand eines fiktiven Wasserzementwerts sollte beispielsweise auf die Wirksamkeit einer Nachbehandlungsmaßnahme geschlossen werden können. Des Weiteren wurde orientierend der Einfluss künstlicher Luftporen auf die Vickershärte bestimmt.

2) Carbonatisierung (Kapitel 7)

Das sich bei der Carbonatisierung bildende Calciumcarbonat sowie die sich mit der Carbonatisierung ändernde Porenstruktur des Zementsteins lassen eine vom nicht carbonatisierten Kernbeton abweichende Härte des Gefüges erwarten. Zur Klärung des Einflusses der Carbonatisierung auf die Vickershärte wurde im zweiten Teil der Untersuchungen die zeitliche Entwicklung der Vickershärte carbonatisierter Betone ermittelt und den Härten entsprechender nicht carbonatisierter Betone gegenübergestellt. Die Carbonatisierung erfolgte durch Lagerung bei 20 °C / 65 % r. F. Der Vergleichsbeton wurde bei gleicher Temperatur und Luftfeuchte in Argon

¹⁰⁷ Kern: Der Einfluss der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons

¹⁰⁸ ISO 6508-1

gelagert, um eine Carbonatisierung zu unterbinden. Die Untersuchungen wurden an 2 Betonen mit einem CEM I sowie einem CEM III/A durchgeführt.

3) Art und Dauer der Nachbehandlung (Kapitel 8)

In bisherigen Forschungsarbeiten zur Nachbehandlung von Beton wurde zumeist deren Einfluss auf die Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften untersucht. Eine Quantifizierung des aus einer mangelnden Nachbehandlung resultierenden geringeren Hydratationsgrads erfolgte jedoch kaum. Da bei der Mikroindentation sehr kleine Bereiche mit Eindrücken von weit unter einem Millimeter Durchmesser geprüft werden können, wurde in den experimentellen Untersuchungen die Härteprüfung eingesetzt, um den tiefenabhängigen Einfluss unterschiedlicher Nachbehandlungsmaßnahmen auf die Härte des Betongefüges im oberflächennahen Bereich zu bestimmen. Zudem wurde die Tiefe ermittelt, bis zu der ein Einfluss der gewählten Kombination aus Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsmaßnahme vorhanden war. Unter Hinzuziehung der Ergebnisse des ersten Versuchsteils ließ sich aus der Vickershärte im oberflächennahen Bereich ermitteln, welchem Wasserzementwert das Gefüge infolge der Austrocknung entspricht. Dies diente der Bewertung der gewählten Nachbehandlungsmaßnahme. Die Untersuchungen wurden ebenfalls an Waschbetonen und konventionellen Oberbetonen durchgeführt. Es kamen zwei Portlandzemente sowie ein CEM II/B-S und ein CEM III/A zum Einsatz. Als Oberflächentexturen wurden Waschbeton und Grinding betrachtet. Es wurden die Nachbehandlungsvarianten ohne Nachbehandlung (Lagerung bei 20 °C / 65 % r. F.), Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels (Praxisfall) und Abdecken mit einem feuchten Jutetuch (Idealfall) betrachtet. Parallel zur tiefenabhängigen Bestimmung der Vickershärte im Alter von 28 Tagen wurde an ausgewählten Betonen der Frost-Tausalz-Widerstand ermittelt, um Rückschlüsse von der Härte und somit der Qualität des Betongefüges auf eine praxisrelevante Festbetoneigenschaft ziehen zu können. Zusätzlich wurde orientierend die Vickershärte nach Beendigung des Frost-Tausalz-Angriffs im

oberflächennahen Bereich bestimmt, um den Grad der Schädigung zu quantifizieren.

Neben der Art der Nachbehandlung entscheidet die Dauer einer Nachbehandlungsmaßnahme maßgeblich über die Qualität des Festbetons. Zur Bestimmung der Mindestdauer einer Nachbehandlung von Straßenbetonen wurden Waschbetone und konventionelle Betone, die jeweils mit einem Portlandzement und einem CEM III/A hergestellt wurden, unterschiedlich lang mit einem feuchten Jutetuch abgedeckt. Im Alter von 28 Tagen wurde ebenfalls tiefengestaffelt die Vickershärte der Betone bestimmt, um den Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf das Betongefüge zu bewerten.

4) Betonalter zum Zeitpunkt eines Grindings und Groovings (Kapitel 9)

Wenn Fahrbahndecken aus Beton nach jahrelanger Nutzung keine ausreichende Griffigkeit mehr aufweisen, kann durch ein Grinding die Griffigkeit dauerhaft wiederhergestellt werden. Aufgrund der positiven Erfahrung hinsichtlich der Griffigkeit und auch der akustischen Eigenschaften von Grindingtexturen¹⁰⁹ wird das Grinding zukünftig auch verstärkt zur Texturierung von Neubaustrecken eingesetzt werden. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, zu welchem Zeitpunkt dies frühestens erfolgen kann, um zum einen die gewünschte Texturgeometrie zielsicher in die Oberflächen schneiden zu können und zum anderen zu vermeiden, dass infolge des Schneidvorgangs eine Schädigung in den oberflächennahen Bereich eingetragen wird. Im diesem Teil der Untersuchungen wurden Betone zu unterschiedlichen Zeitpunkten mittels Grinding und Grooving texturiert und die Textureigenschaften sowie die Vickershärte im oberflächennahen Bereich gegenübergestellt. Durch das zusätzliche Einschneiden von Groovingrillen sollte auf der sicheren Seite liegend die Beanspruchung der Oberfläche erhöht werden. Groovingrillen können in Sonderfällen eine sinnvolle Ergänzung von Grindingtexturen sein, um die Griffigkeit dauerhaft sicherzustellen. Zusätzlich wurden die Druck- und Spaltzugfestigkeiten zum Zeitpunkt des Grindings und Groovings bestimmt, um für die Praxis erste Anhaltspunkte zu geben, welche

¹⁰⁹ Villaret: Untersuchung der lärmtechnischen Eigenschaften von Betonfahrbahndecken mit Grinding-Oberflächen: S. 35

Festigkeit des Betons erreicht werden sollte, um ein Grinding bzw. Grooving ausführen zu können. Anhand der Vickershärte im oberflächennahen Bereich sollte auf eine eventuelle Gefügeschädigung geschlossen werden, mit der eine verminderte Festigkeit und Dauerhaftigkeit verbunden sein kann. Zusätzlich wurde der Frost-Tausalz-Widerstand der Textur der texturierten Oberseite bestimmt.

5.2 Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzungen

Im Betonstraßenbau kommt als Oberbeton entweder Waschbeton oder konventioneller Oberbeton zum Einsatz. Der konventionelle Oberbeton wird texturiert, indem unmittelbar nach dem Einbau über die Oberfläche ein Stahlbesen bzw. Kunstrasen gezogen wird¹¹⁰. Im Vergleich zum Waschbeton weisen diese Betone mit 340 kg/m³ einen um 80 kg/m³ geringeren Mindestzementgehalt auf. Zudem sind die Anforderungen an die grobe Gesteinskörnung (z. B. PSV) geringer, so dass die Herstellung dieser Betone kostengünstiger ist. Wenn zukünftig das Grinding zur Texturierung von Neubaustrecken zum Einsatz kommt, könnte mit der Verwendung konventioneller Oberbetone den höheren Kosten, die durch das Grinding entstehen, entgegengewirkt werden. Für die experimentellen Untersuchungen wurden daher als Basisbetone zwei Betonzusammensetzungen gemäß TL Beton-StB 07¹¹¹ erstellt, **Tabelle 2** und **Tabelle 3**.

Tabelle 2: Zusammensetzung Beton 1 (Waschbeton)

Zementgehalt	[kg/m ³]	420
Wasserzementwert	[-]	0,43
Wassergehalt	[kg/m ³]	181
Gesteinskörnung	0/2	474
	5/8	1200
Luftporengehalt	[Vol.-%]	5,0

Tabelle 3: Zusammensetzung Beton 2 (Oberbeton für z. B. Kunstrasenlängsstrichtextur)

Zementgehalt	[kg/m ³]	340
Wasserzementwert	[-]	0,43
Wassergehalt		146
	0/2	472
	2/8	280
Gesteinskörnung	8/16	470
	8/11	57
	11/16	76
	16/22	529
Luftporengehalt	[Vol.-%]	4,0

Der Frischbetonluftgehalt erfolgte durch Zugabe eines synthetischen Luftporenbildners. Als feine Gesteinskörnung wurde für beide Betone eine quarzitisches Gesteinskörnung verwendet. Für Beton 1 wurde als grobe Gesteinskörnung ein Granit-Edelsplitt der Kategorie C_{100/0} mit Ausfallkörnung verwendet. Für Beton 2 wurden die Fraktionen 2/8 und 8/16 mit gerundeter grober Gesteinskörnung und die Fraktionen 8/11, 11/16 und 16/22 mit gebrochener grober Gesteinskörnung der Kategorie C_{90/1} hergestellt. Um eine ausreichende Verarbeitbarkeit des Betons bzw. eine für die Texturierung erforderliche Mörtelschichtdicke zwischen 0,5 und 1,0 mm¹¹² zu erzielen, wurde Beton 2 vereinzelt Fließmittel zugegeben. In der Regel wird Straßenbeton mit einem Portlandzement CEM I 42,5 N hergestellt. Vereinzelt kommen auch hüttensandhaltige Zemente, wie Portlandhüttenzemente sowie Hochofenzemente zum Einsatz. Da der Zement ein wesentlicher Faktor für die Dauerhaftigkeitseigenschaften eines Straßenbetons ist, wurden für die Untersuchungen neben zwei Portlandzementen aus unterschiedlichen Werken ein Portlandhüttenzement CEM II/B-S 42,5 N sowie ein Hochofenzement CEM III/A 42,5 N-NA für die Betonherstellung verwendet, **Tabelle 4**. Alle Zemente erfüllen die Anforderungen nach TL Beton-StB 07¹¹³.

¹¹⁰ ZTV Beton-StB 07 S. 43

¹¹¹ TL Beton-StB 07, S. 27 bis 29

¹¹² M OB (2000), S. 13

¹¹³ TL Beton-StB 07, S. 18

Tabelle 4: Verwendete Zemente

Werk A	Werk B
CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N
CEM III/A 42,5 N-NA	CEM II/B-S 42,5 N

Die Eigenschaften der Zemente sind im Anhang dargestellt.

5.3 Herstellung, Nachbehandlung und Texturierung der Betone

Die Betone wurden in einem Zwangsmischer mit einem Fassungsvermögen von 120 l hergestellt. Zunächst wurden die trockene Gesteinskörnung und der Zement 60 s trocken gemischt und anschließend die Wassertemperatur so gewählt, dass die Frischbetontemperatur rd. 20 °C betrug. Während des zweiminütigen Nassmischens wurde das Anmachwasser, in das zuvor der Luftporenbildner gegeben wurde, während der ersten 30 s zugegeben. In den folgenden 30 s wurde gegebenenfalls das Fließmittel zugegeben. Nach Beendigung des Mischens wurden die Frischbetontemperatur, das Verdichtungsmaß nach DIN EN 12350-4, die Frischbetonrohichte nach DIN EN 12350-6 und der Luftporengehalt nach DIN EN 12350-7 bestimmt. Anschließend wurden die Probekörper nach DIN EN 12390-2 hergestellt.

Zur Herstellung der Waschbetonprobekörper von Beton 1 wurden Platten mit den Abmessungen $L \cdot B \cdot H = 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}$ hergestellt und unmittelbar nach der Herstellung ein Kombinationsmittel, das aus einem Oberflächenverzögerer und einer Nachbehandlungskomponente besteht, auf die Oberfläche aufgesprüht (1. Nachbehandlung). Die aufgetragene Menge betrug gemäß Herstellerangabe 200 g/m². Nach rd. 16 Stunden wurde die Oberfläche mit einer Wurzelbürste ausgebürstet und das Grobkorngestüt freigelegt. Dabei wurde eine Texturtiefe von $ETD = 0,8 \text{ mm}$ angestrebt. Im Anschluss erfolgte die 2. Nachbehandlung, für die folgende Varianten zum Einsatz kamen:

1. Lagerung bei 20 °C/65 % r. F. ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen (ungehinderte Verdunstung des Anmachwassers)

2. Lagerung bei 20 °C/65 % r. F. und zusätzliches Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels (Praxisvariante)

3. Lagerung bei 20 °C/65 % r. F. und Abdecken mit einem feuchtem Jutetuch ab einem Alter von einem Tag bis zum Alter von sieben Tagen (Optimum); nach sieben Tagen wurde das Jutetuch entfernt und die Probekörper lagerten weiter bei 20 °C/65 % r. F.

Beton 2 wurde mittels Besenstrichtextur bzw. Grinding/Grooving texturiert. Zur Herstellung der Besenstrichtextur wurden ebenfalls Platten der oben beschriebenen Abmessungen hergestellt. Nach der Herstellung wurde der Beton geglättet und nach rd. 30 min der Besenstrich mit einem Rosshaarbesen eingebracht. Anschließend kamen folgende Nachbehandlungsvarianten zum Einsatz:

1. Lagerung bei 20 °C/65 % r. F. ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen (ungehinderte Verdunstung des Anmachwassers)

2. Lagerung bei 20 °C/95 % r. F. für einen Tag. Ab dem zweiten Tag wurden die Oberflächen mit einem feuchten Jutetuch abgedeckt und lagerten bei 20 °C/65 % r. F. Die Jutetücher wurden feucht gehalten und zu festgelegten Zeitpunkten entfernt.

Zur Herstellung von Grinding- und Groovingtexturen wurden ebenfalls Platten hergestellt und nach der Herstellung der Beton geglättet. Nach Erhärten des Betons wurden die Texturen mit einer Laborgrindingmaschine in die Oberfläche geschnitten. Die Laborgrindingmaschine besteht aus einem Sägekopf, der ein Blattpaket aus praxisüblichen Sägeblättern und Distanzscheiben bis zu einer Breite von 30 mm aufnehmen kann. Dies ermöglicht eine Anordnung von maximal sieben Sägeblättern, zwischen denen die Distanzscheiben angeordnet sind, **Abbildung 26**.



Abbildung 26: Laborgrindingmaschine (oben), Sägeblattanordnung (unten)

Der Durchmesser der Sägeblätter beträgt 350 mm, der der Distanzscheiben 200 mm. Der Sägekopf wird von einem Elektromotor mit einer Leistung von 2200 Watt angetrieben. Bei einer Drehzahl von 2800 min^{-1} können Schneidtiefen bis zu 10 mm erzielt werden. Unterhalb des Sägekopfes wird der Betonprobekörper auf einem fahrbaren Tisch platziert. Zur Texturierung des Probekörpers wird zunächst der Sägekopf manuell auf die gewünschte Schneidtiefe abgesenkt. Über Positionsanzeiger lässt sich dabei die Schneidtiefe zehntelmillimetergenau einstellen.

Anschließend wird der Tisch mit dem Probekörper manuell über eine Spindel durch den Sägekopf geführt und so die erste Spur texturiert. Durch ebenfalls zehntelmillimetergenaue seitliche Verschiebung des Tisches wird der Probekörper um die Breite der Texturspur versetzt und die nächste Spur texturiert. Es wurden die in **Tabelle 5** dargestellten Texturen verwendet.

Tabelle 5: Grinding- bzw. Groovingtexturen (s: Segmentbreite, a: Segmentabstand)

	Grinding		Grooving	
	s [mm]	a [mm]	s [mm]	a [mm]
Textur 1	2,4	1,8		
Textur 2	2,4	1,8	2,8	22,4

Zur Herstellung der Grindingtexturen betrug die Schneidtiefe 4 mm. Die Tiefe von Groovingrillen, die bei Textur 2 in die Oberfläche geschnitten wurden, betrug weitere 3 mm.

Untexturierte Probekörper bzw. Probekörper, an denen nicht der Einfluss der Nachbehandlung auf die Festbetoneigenschaften untersucht wurde, lagerten nach der Herstellung vor Verdunstung geschützt bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ und wurden nach einem Tag ausgeschalt. Anschließend lagerten sie bis zur Prüfung bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ unter Wasser. Zu diesen Probekörpern gehörten beispielsweise Würfel und Zylinder, an denen die Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde.

Einzelheiten zur jeweiligen Nachbehandlung und Texturierung der Probekörper sind in den entsprechenden Kapiteln 6 bis 9 beschrieben.

5.4 Bestimmung der Festbetoneigenschaften

5.4.1 Texturmessungen

Zur Bestimmung der Texturtiefe wurde zum einen das sog. Sandfleckverfahren nach DIN EN ISO 13036-1 angewendet. Des Weiteren wurde die Texturtiefe mit Hilfe des Messgeräts ELAtexur bestimmt. Der kreisende Lasersensor des Messgeräts tastet die Oberfläche mit einer horizontalen Auflösung von $30 \text{ } \mu\text{m}$ und einer vertikalen Auflösung von $0,3 \text{ } \mu\text{m}$ ab, **Abbildung 27**.



Abbildung 27: Messgerät ELAtextur

Der Umfang der Kreisbahn beträgt 400 mm. Die so ermittelte Oberflächenkurve ermöglicht die Berechnung des MPD- und ETD-Werts auf der Basis von Kreissegmenten der Textur gemäß DIN EN ISO 13473-1. In dieser Norm wird als Bezugsmaß für die Berechnung der mittleren Profiltiefe eine Grundlinie von 100 mm gewählt. Während der Lasersensor die Kreisbahn abtastet, werden so 4 voneinander unabhängige MPD-Werte ermittelt und bereits in der Messelektronik automatisch in einen mittleren MPD-Wert der Messung der Kreisbahn umgerechnet. Aus dem mittleren MPD-Wert ergibt sich nach DIN EN ISO 13473-1 der ETD-Wert zu:

$$ETD = 0,2 \text{ mm} + 0,8 \cdot MPD \quad \text{Gleichung 13}$$

Der ETD-Wert ist nach DIN EN ISO 13473-1 mit der aus dem Sandfleckverfahren ermittelten mittleren Oberflächentexturtiefe MTD (MTD = Mean Texture Depth) vergleichbar. Das Abtasten der Kreisbahn und die Berechnung der zugehörigen MPD- und ETD-Werte erfolgen während der Messung zweimal. Aus den Werten beider Messungen wird erneut der Mittelwert gebildet, der dann das endgültige Messergebnis darstellt. Die in DIN EN ISO 13473-1 geforderte Gesamtprüflänge von 1 m für einen Prüfabschnitt wird durch zweimaliges Wiederholen der Prüfung (bei Kreisbahnumfang von 400 mm) unter leichtem Versatz des Messgeräts erreicht.

Zur Beurteilung weiterer Textureigenschaften wurde das Bildbearbeitungsprogramm ImageJ verwendet. Das Programm bietet die Möglichkeit, an digitalen Fotos Farbkontraste zu erkennen. **Abbildung 28** zeigt die Schnittfläche eines Betons, an der mittels ImageJ aufgrund des Farbkontrasts der Anteil der groben Gesteinskörnung erfasst und dessen Anteil an der Gesamtfläche ermittelt wurde.

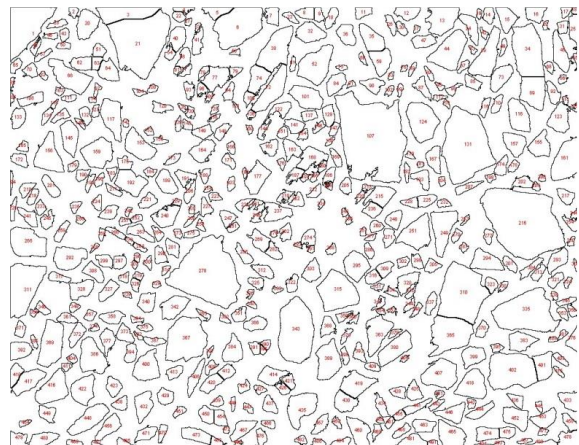
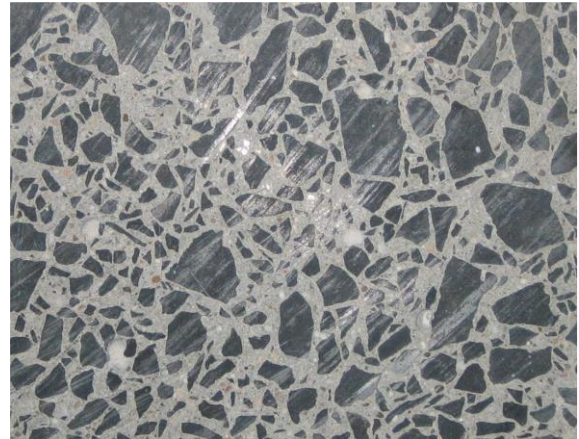


Abbildung 28: Foto der Schnittfläche eines Betons (oben), Kennzeichnung der groben Gesteinskörnung im Bildbearbeitungsprogramm ImageJ (unten); Anteil der groben Gesteinskörnung in diesem Beispiel: 49 %

5.4.2 Druck- und Spaltzugfestigkeit

Die Druckfestigkeit der Betone wurde nach DIN EN 12390-3 an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm und die Spaltzugfestigkeit gemäß TP B-StB Teil 3.1.05 bestimmt.

5.4.3 Carbonatisierungstiefe

Die Bestimmung der Carbonatisierungstiefe erfolgte nach Heft 422 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton¹¹⁴.

5.4.4 Frost-Tausalz-Widerstand

Der Frost-Tausalz-Widerstand wurde in Anlehnung an das CDF-Verfahren gemäß DIN CEN/TS 12390-9 ermittelt. Abweichend zur Norm diente die texturierte Oberseite als Prüffläche.

5.4.5 Vickershärte

Zur Bestimmung der Vickershärte wurden die Betonprobekörper wie folgt vorbereitet: Aus den zu untersuchenden Probekörpern wurden Quader mit einer Kantenlänge von mindestens 40 mm herausgesägt und die zu untersuchende Oberfläche geschliffen und poliert. Der Schleifvorgang erfolgte mit je einem Durchgang mit Schleifkronen der Körnungen D 427 und D 91. Der abschließende Poliervorgang erfolgte mit einer Körnung D 15. Die Poliervorgänge entsprechen der Probenvorbereitung zur Bestimmung von Luftporenkennwerten gemäß TP B-StB Teil 3.1.08. **Abbildung 29** zeigt beispielhaft eine für die Härteprüfung vorbereitete Probe.

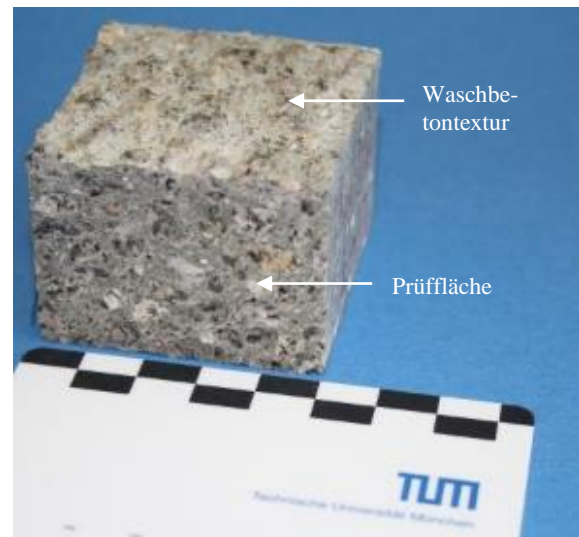


Abbildung 29: Geschliffene und polierte Prüffläche einer aus einem Waschbetonprobekörper herausgesägten Probe

Die aus der Probenvorbereitung resultierende Rauheit der Prüffläche wurde mithilfe eines Konfokalmikroskops durch Bestimmung der Mittenrauheit R_a ermittelt. Es zeigte sich, dass durch die Oberflächenbearbeitung vorwiegend die grobe Gesteinskörnung poliert wird und somit die Rauheiten in diesen Bereichen deutlich niedriger sind, **Abbildung 30**. Zudem befinden sich innerhalb der Matrix die künstlich eingeführten Luftporen, die zu zusätzlich höheren Rauheiten führen. Die Rauheit R_a der groben Gesteinskörnung betrug $\leq 0,2 \mu\text{m}$. Im Bereich der Matrix lagen die Werte zwischen $0,4$ ($w/z = 0,4$) und $2 \mu\text{m}$ ($w/z = 0,65$).

¹¹⁴ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 422: S. 16-17

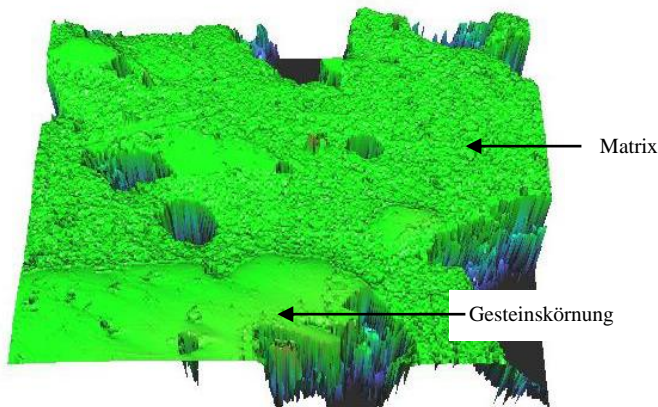


Abbildung 30: Bestimmung der Oberflächenrauheit mithilfe eines Konfokalmikroskops: 3D-Darstellung der Prüffläche eines Betons ($w/z = 0,40$)

In den hier durchgeführten Untersuchungen wurde die Härte der Mörtelmatrix mit Prüfkräften von 3 und 5 N untersucht. Daraus resultierten Eindringtiefen von mindestens 20 μm . Nach DIN EN ISO 14577-4 sollte die Rauheit R_a wie zuvor beschrieben maximal 5 % der Eindringtiefe betragen (vgl. Abschnitt 4.2). Für Eindringtiefen von $\geq 20 \mu\text{m}$ sollte demnach die Rauheit nicht größer als 1,15 μm sein. Der Wert wurde bei allen Betonen mit einem Wasserzementwert von $\leq 0,5$ erreicht. Zur Bestimmung der Vickershärte wurde ein Prüfgerät der Firma NANOVEA verwendet, **Abbildung 31**. Das Prüfgerät besteht aus einer Mikroskop- sowie einer Härteprüfeinheit und einem Rechner mit Prüf- und Auswertesoftware.



© Astrid Eckert

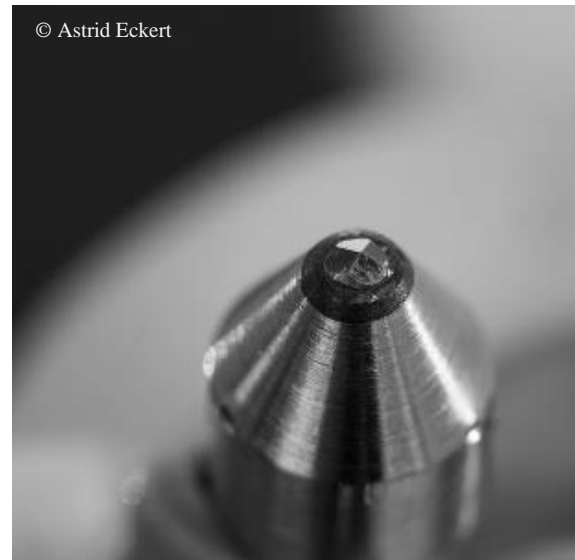


Abbildung 31: Härteprüfgerät der Firma Nanovea, Diamantpyramide der Härteprüfeinheit

Zur Bestimmung der Vickershärte wurden die Proben mit der Prüffläche nach oben auf einem verfahrenbaren Probenhalter fixiert. Zu Beginn wurde die Probe unter der Mikroskopeinheit positioniert und der zu prüfende Bereich am Bildschirm mittels eines Fadenkreuzes ausgewählt. Die Verschiebung der Probe erfolgte über ein Verfahren des Probenisches. Das Verfahren konnte in Mikrometerschritten, die am Bildschirm angezeigt werden, vorgenommen werden. In der Regel wurde dabei mit einer 20fachen Vergrößerung gearbeitet. Es wurden ausschließlich Bereiche gewählt, die augenscheinlich aus Zementstein bestanden. Abstände zu Gesteinskörnung wurden größtmöglich gewählt, um Einflüsse aus der Übergangszone Gesteinskorn/Matrix (ITZ) zu minimieren. Nach der Identifikation

einer geeigneten Prüffläche wird die Probe automatisch unter die Härteprüfeinheit verfahren. Die Probe wird dabei von der Prüfsoftware so positioniert, dass sich die Diamantspitze unmittelbar über dem selektierten Bereich befindet. **Abbildung 32** zeigt eine Probe unter der Mikroskop- sowie unter der Härteprüfeinheit.

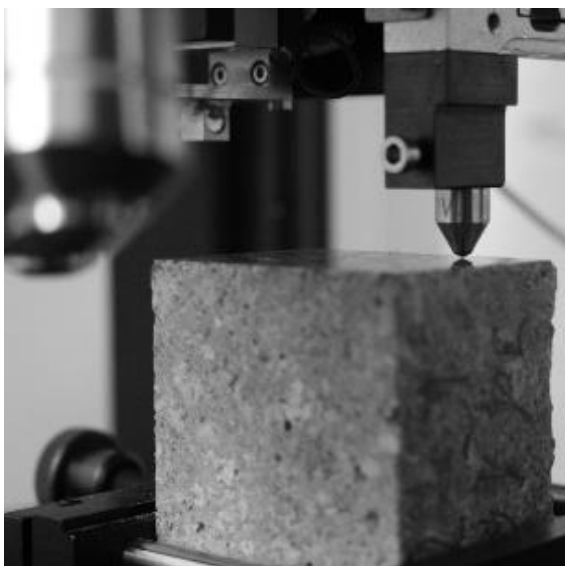


Abbildung 32: Probe unter der Mikroskop- sowie unter der Härteprüfeinheit

Die Diamantspitze wurde über die manuelle Steuerung der Prüfsoftware abgesenkt, bis der Abstand von Diamantspitze und Prüffläche rd. 0,1 mm betrug. Anschließend wurde mit einer Geschwindigkeit von 15 $\mu\text{m}/\text{min}$ die Diamantspitze abgesenkt, bis mit dem Kontakt der Prüffläche eine Kraft von 10 mN erreicht wurde. Mit dem Beginn der Härteprüfung wurde die Prüfkraft mit einer Geschwindigkeit von 10 N/min bis

zum Erreichen der Maximallast gesteigert. Die Maximallast betrug 3 bzw. 5 N. Anschließend wurde mit gleicher Geschwindigkeit entlastet und die Probe zurück unter die Mikroskopeinheit verfahren. Unter dem Mikroskop wurden über das Fadenkreuz die Diagonallängen des Prüfabdrucks ermittelt und die Vickershärte berechnet.

Aufgrund seiner Sprödigkeit entstehen bei der Härteprüfung von Beton häufig Abdrücke, die im Vergleich zu Abdrücken in Metallen keine leicht ersichtliche Geometrie aufweisen. So brechen bei der Prüfung häufig die Kanten und Ecken ein, was zu einer höheren Ungenauigkeit bei der Ableseung der Diagonallängen führt. In hier nicht dargestellten Voruntersuchungen wurde die Maximallast variiert und dabei festgestellt, dass mit zunehmender Maximallast die Ableseungenauigkeiten der ebenfalls zunehmenden Diagonallängen zu einer geringeren Streuung führten. Gleichzeitig sollten die Prüfabdrücke so klein wie möglich sein, um in den selektierten Bereichen eine Prüfung des Zementsteins sicherzustellen und den Einfluss aus Gesteinskörnung zu minimieren. Es zeigte sich, dass für die hier hergestellten Betone eine Maximallast zwischen 3 und 5 N am geeignetsten war.

Die Parameter der Härteprüfung sind in **Tabelle 6** zusammengefasst und entsprechen – mit Ausnahme der Maximallast – den Empfehlungen des Geräteherstellers.

Tabelle 6:Prüfeinstellungen zur Bestimmung der Vickershärte

Bezeichnung	Wert
Anfahrsgeschwindigkeit	15 $\mu\text{m}/\text{min}$
Kontaktkraft	10 mN
Maximallast	3 bzw. 5 N
Belastungsrate	10 N/min
Entlastungsrate	10 N/min
Kriechzeit	0 s

Abbildung 33 zeigt beispielhaft die mikroskopische Aufnahme eines klar umrandeten Prüfabdrucks in der Zementsteinmatrix.

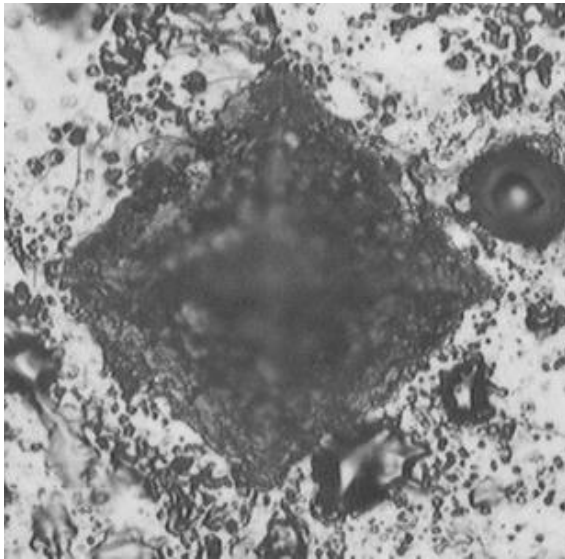


Abbildung 33: Oberfläche nach der Härteprüfung der des Waschbetons aus Abbildung 29

Für die hier untersuchten Betone lagen die Diagonalenlängen der Prüfabdrücke zwischen 100 und 170 μm . Aus diesen Abmessungen ergeben sich Vickershärten zwischen 55 bzw. 20. Aus den Abmessungen ergeben sich Eindringtiefen zwischen 20 und 34 μm .

Nach der Ermittlung der Vickershärte im selektierten Bereich wurde der nächste Prüfbereich gewählt. Wenn eine tiefenabhängige Betoneigenschaft, wie z. B. der Einfluss der Carbonatisierung – bestimmt wurden, wurde die Probe horizontal verfahren, bis der nächste geeignete Prüfbereich festgestellt wurde. Anschließend wurde die Probe in die nächste Tiefenstufe verfahren und analog zum zuvor beschriebenen Vorgehen die nächsten Vickershärten ermittelt. Die Anzahl der Härteprüfungen je Beton bzw. je Tiefenstufe eines Betons hing von der jeweiligen Fragestellung ab und ist in den entsprechenden Kapiteln beschrieben. Der Variationskoeffizient der hier durchgeführten Untersuchungen lag zwischen 3 und 14 %. Da in den Untersuchungen auch die Vickershärte unmittelbar unter der Oberfläche bestimmt wurde, wurde in einer Voruntersuchung geklärt, ob dabei Randeffekte auftreten, die bei der Auswertung zu berücksichtigen sind. Dazu wurde eine Waschbetonzusammensetzung mit einem Wasserzementwert von 0,40 unter Verwendung des CEM I 42,5 N (Werk A) gewählt (Beton 1 aus **Tabelle 2**) und ein Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm hergestellt. Ein Ausbürsten der Oberfläche erfolgte nicht. Der Beton wurde bis zum Alter von 27 Tagen unter Wasser gelagert und anschließend für die Härteprüfung

wie beschrieben vorbereitet. Die Härteprüfung erfolgte im Alter von 28 Tagen. Es wurde der tiefenabhängige Verlauf der Vickershärte an der Einfüllseite, einer Schalseite sowie einer gesägten Schnittkante bestimmt, **Abbildung 34**.

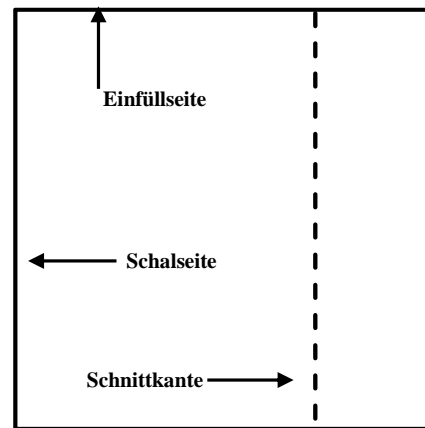


Abbildung 34: Schematische Darstellung der der geprüften Randbereiche

An der Einfüllseite könnte infolge von Sedimentation eine im Vergleich zum Kernbeton andere Betonzusammensetzung vorliegen. Ebenso könnte an der Schalseite eine abweichende Betonzusammensetzung vorliegen, da die Ausrichtung der Gesteinskörnung an der Wandung von der im Kernbeton abweicht. Eine ungestörte Betonzusammensetzung sollte hingegen an einer Schnittkante vorliegen. Die Vickershärte wurde ausgehend vom jeweiligen Rand (0,0 mm) in Millimeterschritten bis zu einer Tiefe von mindestens 3,0 mm bestimmt. Als Nulllinie wurde die erste Linie auf der Prüffläche definiert, auf der sich durchgehend Beton befand. Je Tiefenstufe wurden mindestens zehn Messwerte erzeugt. Die Maximallast betrug 3 N. **Abbildung 35** zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen.

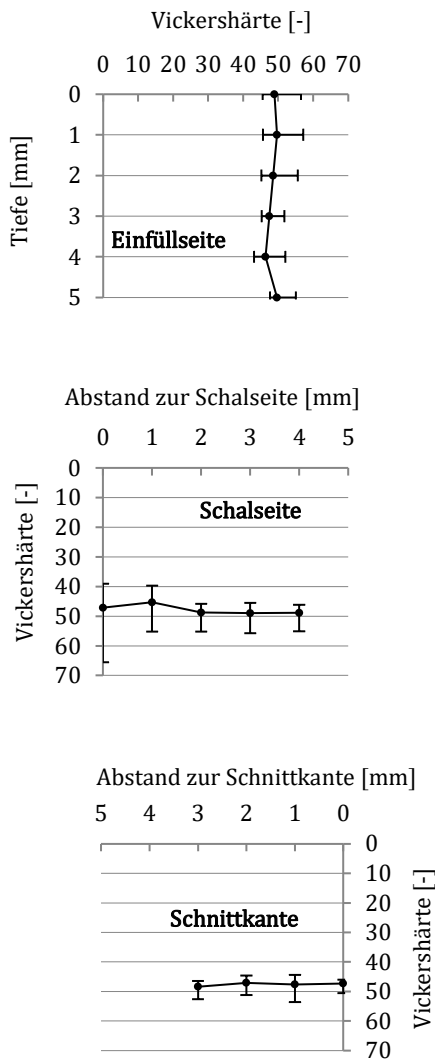


Abbildung 35: Einfluss unterschiedlicher Randbereiche auf die Vickershärte (Beton 1 mit $w/z = 0,40$); Ergebnisdarstellung entsprechend dem Schaubild in Abbildung 34

Die Ergebnisse zeigen, dass unabhängig vom jeweiligen Rand sich die Vickershärten über die Tiefe nicht ändern. Die Vickershärte beträgt jeweils rd. 48. Die Ergebnisse zeigen auch, dass bei der Prüfung der Schnittkante die Messwerte weniger streuen als bei den anderen beiden Rändern, für die die Streuung vergleichbar ist. Aus den Ergebnissen kann hinsichtlich der weiteren Untersuchungen gefolgert werden, dass zur Beurteilung der Gefügeeigenschaften auch die Vickershärte unmittelbar unterhalb der Oberfläche bestimmt werden kann, ohne dies in der Auswertung gesondert berücksichtigen zu müssen.

6 EINFLUSS DES WASSERZEMENTWERTS, DES BETONALTERS UND DES LUFTPORENGEHALTS AUF DIE VICKERSHÄRTE

6.1 Wasserzementwert

In diesem Teil der Untersuchungen erfolgte die Bestimmung der Vickershärte bei variierendem Wasserzementwert. Die Untersuchungen bildeten die Grundlage für die Interpretation der Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Härte des Betongefüges. Hinsichtlich der verwendeten Betonzusammensetzungen wurden für die Variation des Wasserzementwerts zwei Ansätze verfolgt.

1. Konstanter Leimgehalt:

Die Betonzusammensetzungen wurden so gewählt, dass das Gesamtvolumen des Zementleims konstant blieb. Die Untersuchungen wurden an Beton 1 für beide Zemente des Werks A (CEM I und CEM III/A) mit den Wasserzementwerten 0,40, 0,45, 0,50, 0,55, 0,60 und 0,65 durchgeführt. Der niedrigste Wasserzementwert von 0,40 ist in der Praxis für die Herstellung von Waschbetonen üblich. Wasserzementwerte von 0,55 und höher, die über den für Straßenbetone maximal zulässigen Wasserzementwerten liegen¹¹⁵, wurden gewählt, um über die größere Spreizung eine zuverlässigere Aussage zum Einfluss des Wasserzementwerts auf die Härte vornehmen zu können.

Ausgehend von der Basiszusammensetzung von Beton 1 mit einem Wasserzementwert von 0,43 (vgl. **Tabelle 2**, Seite 28) ergibt sich bei einem Zementgehalt von 420 kg/m^3 und einem Wassergehalt von 181 kg/m^3 ein Leimgehalt von $313,51 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ für Beton 1 mit CEM I ($\rho_{\text{CEM I}} = 3,16 \text{ kg/dm}^3$) bzw. $320,60 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ für Beton 1 mit CEM III/A ($\rho_{\text{CEM III/A}} = 3,00 \text{ kg/dm}^3$). In **Tabelle 7** und **Tabelle 8** sind die Zement- und Wassergehalte der Betone für die untersuchten Wasserzementwerte dargestellt. Das Volumen des Wassers und des Zements wurden dabei so gewählt, dass die jeweiligen Wasserzementwerte unter Einhaltung des Leimgehalts erreicht wurden.

¹¹⁵ TL Beton-StB 07: S. 28

Tabelle 7: Beton 1 mit CEM I Werk A: Zement- und Wassergehalte bei konstantem Leimgehalt

w/z	Zement- gehalt [kg/m ³]	Wasser- gehalt [kg/m ³]	Leim- gehalt [dm ³ /m ³]
0,40	437,59	175,03	
0,45	409,04	184,07	
0,50	383,99	192,00	313,51
0,55	361,83	199,01	
0,60	342,09	205,25	
0,65	324,39	210,86	

Tabelle 8: Beton 1 mit CEM III/A Werk A Zement- und Wassergehalte bei konstantem Leimgehalt

w/z	Zement- gehalt [kg/m ³]	Wasser- gehalt [kg/m ³]	Leim- gehalt [dm ³ /m ³]
0,40	437,18	174,87	
0,45	409,28	184,17	
0,50	384,72	192,36	320,60
0,55	362,94	199,62	
0,60	343,50	206,10	
0,65	326,03	211,92	

Der folglich ebenfalls konstante Gehalt an feiner und grober Gesteinskörnung wurde über eine Stoffraumrechnung ermittelt. Das Verhältnis aus feiner zu grober Gesteinskörnung blieb gleich und entsprach dem der Basiszusammensetzung des jeweiligen Betons.

2. Konstanter Zementgehalt:

Für den zweiten Ansatz zur Erstellung der Betonzusammensetzung wurde der Praxisfall gewählt, indem der Wasserzementwert bei konstantem Zementgehalt variierte. Der Wassergehalt ergab sich aus dem Zementgehalt und dem jeweiligen Wasserzementwert. Über diesen Ansatz nimmt bei zunehmendem Wasserzementwert der Leimgehalt zu und der Gehalt an Gesteinskörnung sinkt entsprechend. Denkbar wäre, dass durch einen geringeren Gehalt an Gesteinskörnung der mechanische Widerstand gegen das Eindringen des Diamantkörpers während der Härteprüfung abnimmt und somit die Härte zusätzlich verringert wird. Die Untersuchungen wurden an Beton 1 mit jeweils beiden Zementen der Werke A und B durchgeführt. Es wurden ebenfalls die

Wasserzementwerte 0,40, 0,45, 0,50, 0,55, 0,60 und 0,65 betrachtet. Zusätzlich wurde Beton 2 mit den Zementen des Werks A unter Variation der Wasserzementwerte 0,40, 0,50 und 0,60 untersucht. Der Gehalt an feiner und grober Gesteinskörnung wurde analog zum Vorgehen bei konstantem Leimgehalt durch Stoffraumrechnung ermittelt. In **Tabelle 9** sind die Leimgehalte von Beton 1 und in **Tabelle 10** die Leimgehalte von Beton 2 dargestellt.

Tabelle 9: Leimgehalt von Beton 1 in dm³/m³ in Abhängigkeit des Wasserzementwerts bei konstantem Zementgehalt von 420 kg/m³

w/z	Werk A		Werk B	
	CEM I	CEM III/A	CEM I	CEM II/B-S
0,40	300,91	308,00	302,19	305,25
0,45	321,91	329,00	323,19	326,25
0,50	342,91	350,00	344,19	347,25
0,55	363,91	371,00	365,19	368,25
0,60	384,91	392,00	386,19	389,25
0,65	405,91	413,00	407,19	410,25

Tabelle 10: Leimgehalt von Beton 2 in dm³/m³ in Abhängigkeit des Wasserzementwerts bei konstantem Zementgehalt von 340 kg/m³

w/z	Werk A	
	CEM I	CEM III/A
0,40	243,60	249,33
0,50	277,60	283,33
0,60	311,60	317,33

Unabhängig vom gewählten Ansatz der Betonzusammensetzung erfolgte die Herstellung der Betone ohne die Zugabe des Luftporenbildners, um zu vermeiden, dass es bei voneinander abweichendem Luftgehalt bzw. abweichender Luftporengröße und -verteilung im Festbeton eine Überlagerung der Einflussgrößen Wasserzementwert und Luftporen auftritt. Je Beton wurden vier Würfel (a = 100 mm) hergestellt, von denen einer für die Härteprüfung und die übrigen drei für die Bestimmung der Druckfestigkeit vorgesehen waren. Die Würfel lagerten nach der Herstellung vor Verdunstung geschützt bei 20 ± 2 °C. Nach einem Tag wurden die Würfel ausgeschalt und lagerten anschließend unter Wasser. Wenn während der Betonherstellung festgestellt wurde, dass infolge eines hohen Wasserzementwerts mit einer

Sedimentation zu rechnen ist, wurden anstelle der Würfel vier zylindrische Kunststoffflaschen mit einem Volumen von 500 ml (Durchmesser: rd. 70 mm, Höhe: rd. 150 mm) mit dem Beton gefüllt und mit einem Schraubdeckel verschlossen. Wie auch bei den Würfeln war eine Flasche für die Härteprüfung und drei Flaschen für die Druckfestigkeitsprüfung verwendet. Die Flaschen lagerten nach der Herstellung in einem rotierenden Überkopfschüttler mit einer Geschwindigkeit von 10 Umdrehungen pro Minute, so dass der Beton, ohne zu sedimentieren, erhärtete. Nach einem Tag wurden die Flaschen aus dem Überkopfschüttler entnommen und lagerten weiter bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$. In **Tabelle 11** sind die Wasserzementwerte der Betone genannt, ab denen der Beton zur Erhärtung in Kunststoffflaschen gefüllt wurde.

Tabelle 11: Wasserzementwert, ab dem der Beton zur Erhärtung in Kunststoffflaschen gefüllt wurde

Beton	Zement	Leimgehalt konstant	Zementgehalt konstant
Beton 1	CEM I Werk A	0,60	0,55
	CEM III/A Werk A	-	0,55
	CEM I Werk B	nicht hergestellt	0,60
	CEM II/B-S Werk B	nicht hergestellt	0,60
Beton 2	CEM I Werk A	nicht hergestellt	-
	CEM III/A Werk A	nicht hergestellt	-

Im Alter von 27 Tagen wurden die Würfel für die Härteprüfung dem Wasserbad entnommen. Von jeder Seite des Würfels wurden rd. 2,5 cm nass abgesägt. An dem verbliebenen Quader wurde anschließend eine Seitenfläche für die Härteprüfung vorbereitet, vgl. Abschnitt 4.2.2. Die ursprüngliche Lage der vorbereiteten Seitenfläche war parallel zur Einfüllrichtung des Betons.

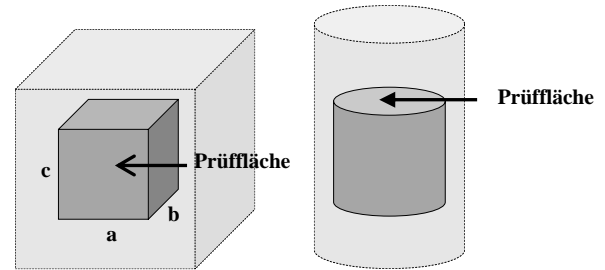


Abbildung 36: Prinzipskizze zur Probenvorbereitung der Würfel und der Zylinder

Nach der Vorbereitung lagerten die Proben bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ unter Wasser. Die in Kunststoffflaschen erhärteten Betone wurden wie folgt vorbereitet: Im Alter von 27 Tagen wurde der Kunststoff aufgeschnitten und der Beton herausgelöst. Anschließend wurden aus der Mitte des Betons Kerne mit $d = 50 \text{ mm}$ herausgebohrt und auf eine Höhe von 50 mm gesägt. Eine Stirnfläche der Probe wurde für die Härteprüfung vorbereitet. Anschließend lagerten die Proben bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ unter Wasser. Die übrigen drei Zylinder jedes Betons lagerten ebenfalls unter Wasser. Im Alter von 28 Tagen wurde die Vickershärte an den vorbereiteten Flächen an mindestens 20 Messstellen, vgl. Abschnitt 4.2.3, geprüft. Die Prüfkraft betrug 5 N. An den übrigen unter Wasser gelagerten Würfeln und Zylindern wurde im Alter von 28 Tagen die Druckfestigkeit bestimmt. Die an den Bohrkernen der Zylinder ermittelten Druckfestigkeiten wurden auf Würfeldruckfestigkeiten ($a = 100 \text{ mm}$) umgerechnet¹¹⁶, um mit den an den Würfeln ermittelten Festigkeiten verglichen werden zu können. **Abbildung 37** und **Abbildung 38** zeigen die Ergebnisse von Beton 1 bei konstantem Leimgehalt. Zur Veranschaulichung sind zunächst in **Abbildung 37** die am Eindruck ermittelten Diagonalenlängen mit ihren Minimal- und Maximalwerten dargestellt.

¹¹⁶ Für die Umrechnung der Druckfestigkeit der Bohrkern mit $d = 50 \text{ mm}$ auf eine Druckfestigkeit von Würfeln mit $a = 100 \text{ mm}$ wurde folgendes Vorgehen gewählt: Für die Umrechnung eines Bohrkerns mit $d = 50 \text{ mm}$ auf eine Druckfestigkeit eines Würfels mit

$a = 150 \text{ mm}$ gilt gemäß DIN 13791 S. 6: $f_{c, \text{is, Würfel}} = 0,9 f_{c, \text{is, Bohrkern}50}$. Die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit mit $a = 150 \text{ mm}$ auf eine Druckfestigkeit eines Würfels mit $a = 100 \text{ mm}$ erfolgt gemäß DIN 1045-2 S. 25 durch Multiplikation mit 0,97

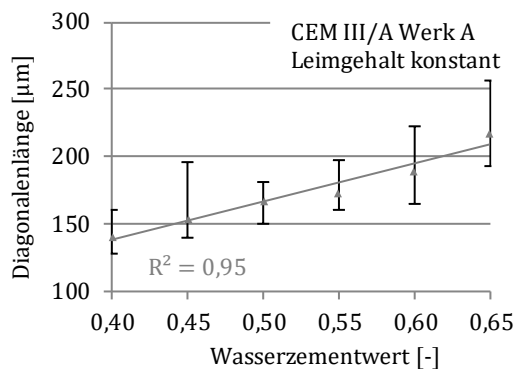
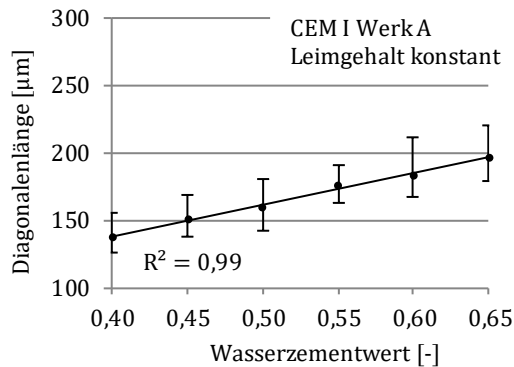


Abbildung 37: Beton 1 mit den Zementen aus Werk A: Ergebnisse der Härteprüfung bei konstantem Leimgehalt; Betonalter: 28 d, Prüfkraft: 5 N

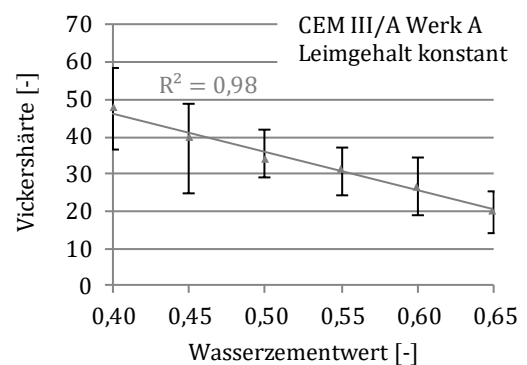
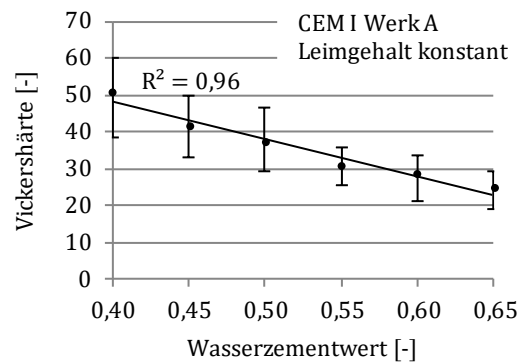


Abbildung 38: Beton 1 mit den Zementen aus Werk A: Ergebnisse der Härteprüfung bei konstantem Leimgehalt; Betonalter: 28 d, Prüfkraft: 5 N

Erwartungsgemäß dringt die Diamantpyramide mit zunehmendem Wasserzementwert und somit höherer Kapillarporosität tiefer in den Beton ein, was zu größeren Diagonallängen des im Beton verbleibenden Abdrucks führt. Die Diagonallängen sind beim CEM-I-Beton mit denen des CEM-III-Betons vergleichbar. Sie betragen bei einem Wasserzementwert von 0,40 rd. 140 µm und steigen bis zu einem Wasserzementwert von 0,65 linear auf 189 (CEM I) bzw. 217 µm (CEM III/A) an.

Abbildung 38 zeigt die sich aus den Diagonallängen ergebenden Vickershärten. Die Variationskoeffizienten der Vickershärtebestimmung können **Tabelle 12** entnommen werden.

Aus den Diagonallängen ergeben sich entsprechend Vickershärten, die zwischen rd. 20 (w/z = 0,65) und 50 (w/z = 0,40) liegen. Die Vickershärten sind sowohl im Verlauf als auch in ihrer Größenordnung mit denen von Glinicki¹¹⁷ (**Abbildung 23**, Seite 24) vergleichbar. Wie auch von Kadlecik und Feldman^{118,119} beobachtet, liegt eine gute Korrelation von Vickershärte und Druckfestigkeit vor. Die sich mit dem Wasserzementwert ändernde Kapillarporosität beeinflusst gleichermaßen die Vickershärte und die Druckfestigkeit, **Abbildung 39**.

¹¹⁷ Anmerkung: Zur Berechnung der Vickershärte wurde von Glinicki nicht der Faktor 0,102 - vgl. Gleichung 9 Seite 22 - berücksichtigt, so dass die Vickershärten um den Faktor 9,81 höher sind als in den hier dargestellten Ergebnissen.

¹¹⁸ Kadlecik: Mikro Härteprüfung von Beton

¹¹⁹ Feldman: Properties of Portland Cement-Silica Fume Pastes, II.: Mechanical Properties

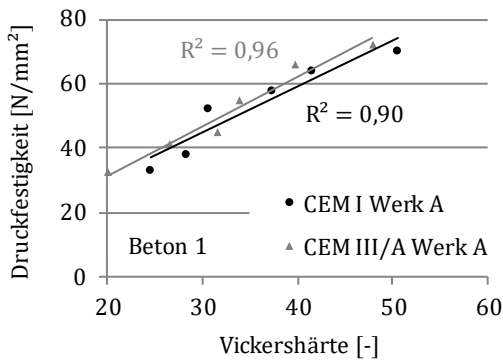


Abbildung 39: Beton 1 mit den Zementen aus Werk A: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Vickershärte bei konstantem Leimgehalt; Betonalter: 28 d

Wie auch bei der Vickershärte ist in Bezug auf die Druckfestigkeit kein Unterschied des CEM-I- und des CEM-III-Betons feststellbar. In **Abbildung 40** sind die Vickershärten und Druckfestigkeiten von Beton 1 bei konstantem Zementgehalt dargestellt. Zusätzlich sind zur besseren Vergleichbarkeit die Ergebnisse bei konstantem Leimgehalt abgebildet. Die Variationskoeffizienten der Vickershärtebestimmung können ebenfalls **Tabelle 12** entnommen werden.

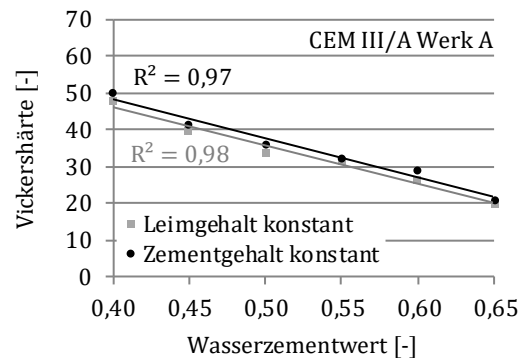
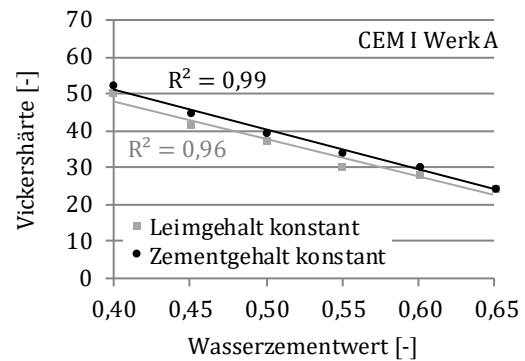


Abbildung 40: Beton 1 mit den Zementen aus Werk A: Vickershärte bei konstantem Zement- sowie konstantem Leimgehalt; Betonalter: 28 d, Prüfkraft bei Vickershärtebestimmung: 5 N

Auch bei konstantem Zementgehalt und damit verbunden einem variierenden Leimgehalt zeigt sich ein linearer Verlauf der Vickershärte, der mit dem bei konstantem Leimgehalt vergleichbar ist. Ein Einfluss des Zements ist ebenfalls nicht festzustellen. Auch hier ist das Bestimmtheitsmaß in Bezug auf die Druckfestigkeit bei über 90 %, **Abbildung 41**.

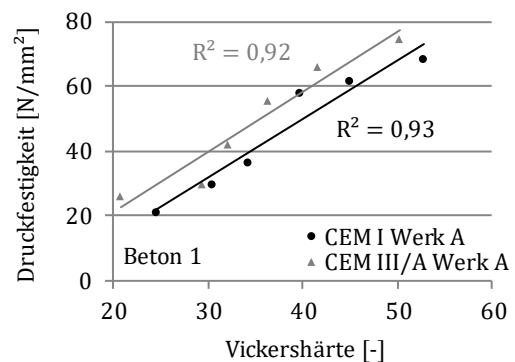


Abbildung 41: Beton 1 mit den Zementen aus Werk A: Druckfestigkeit bei konstantem Zementgehalt; Betonalter: 28 d

Anders als bei konstantem Leimgehalt sind die Druckfestigkeiten des CEM-III-Betons um rd. 8 N/mm² höher als beim CEM-I-Beton. Dies kann damit begründet sein, dass der Hüttensand des CEM III/A aufgrund der sich bildenden Reaktionsprodukte die Dicke der ITZ verringert und so zu einem besseren Verbund von Gesteinskorn und Matrix führt¹²⁰. Zudem könnte die höhere Druckfestigkeit auch mit der höheren Dichtigkeit des CEM-III-Betons (signifikant höhere Feinheit des Zements) begründet sein.

Die in Tabelle 12 aufgeführten Variationskoeffizienten der Vickershärteprüfung zeigen für beide Zemente bis zu einem Wasserzementwert von 0,60 höhere Werte bei konstantem Leimgehalt. Bezogen auf den Praxisansatz (konstanter Zementgehalt) betragen die Variationskoeffizienten bei praxisüblichen Wasserzementwerten ($\leq 0,50$) beim CEM I maximal 9 und beim CEM III/A maximal 11,7 %.

Tabelle 12: Variationskoeffizienten der Vickershärten bei variierendem Wasserzementwert: Beton 1 mit den Zementen des Werks A

Zement	w/z	Variationskoeffizient [%]	
		Leimgehalt konstant	Zementgehalt konstant
CEM I	0,40	12,3	7,5
	0,45	11,7	9,0
	0,50	13,5	5,1
	0,55	9,7	9,5
	0,60	13,2	10,3
	0,65	11,1	24,5
CEM III/A	0,40	12,3	10,6
	0,45	14,4	11,7
	0,50	13,2	10,6
	0,55	12,7	10,4
	0,60	17,7	11,7
	0,65	15,2	21,0

Fazit zu den Ansätzen konstanter Leimgehalt und konstanter Zementgehalt:

Bei der Vickershärtebestimmung lagen für die hier gewählten Betonzusammensetzungen und eine Prüfkraft von 5 N die Diagonalenlängen der Eindrücke zwischen rd. 130 und 220 μm . Aus den

Diagonalenlängen errechnen sich nach **Gleichung 12** Eindrücktiefen zwischen rd. 20 und 30 μm . Unter diesen Randbedingungen scheint das unterschiedliche Zementsteinvolumen, das aus den beiden Ansätzen resultiert, keinen Einfluss auf die Vickershärte zu haben. Die Vickershärte wird vom Wasserzementwert dominiert. Bei der Wahl größerer Prüfkraften bzw. bei Betonen mit geringeren Leimgehalten der Basiszusammensetzung wäre es denkbar, dass über die beiden Ansätze unterschiedliche Ergebnisse erzielt werden. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird daher bei der Betonzusammensetzung der Praxisfall (konstanter Zementgehalt) betrachtet.

Auch bei Verwendung der Zemente des Werks B zeigen sich Vickershärten, die mit denen der Betone, die mit den Zementen des Werks A hergestellt wurden, vergleichbar sind, **Abbildung 42**.

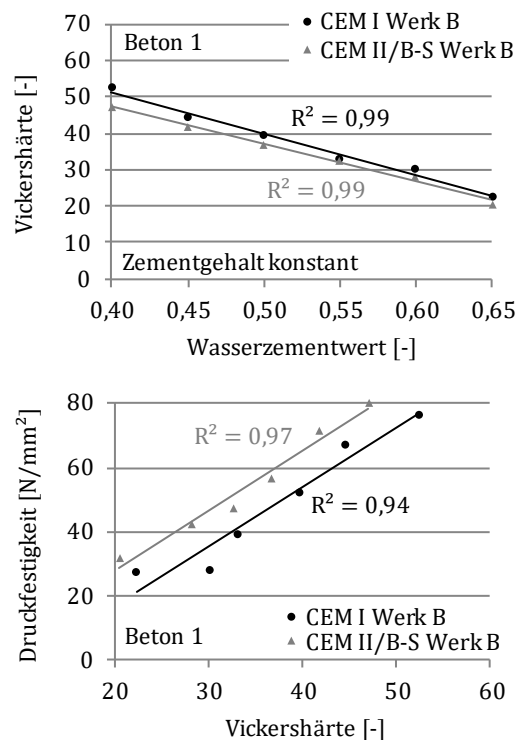


Abbildung 42: Beton 1 mit den Zementen aus Werk B: Vickershärte (Prüfkraft: 5 N) und Druckfestigkeit bei konstantem Zementgehalt; Betonalter: 28 d

Wie auch bei den Zementen des Werks A bei konstantem Zementgehalt beobachtet, zeigen sich

¹²⁰ Zimbelmann: A Contribution to the Problem of Cement-Aggregate Bond

beim hüttensandhaltigen Zement rd. 11 N/mm² höhere Druckfestigkeiten. In **Abbildung 43** sind die Vickershärten und Druckfestigkeiten von Beton 2 dargestellt.

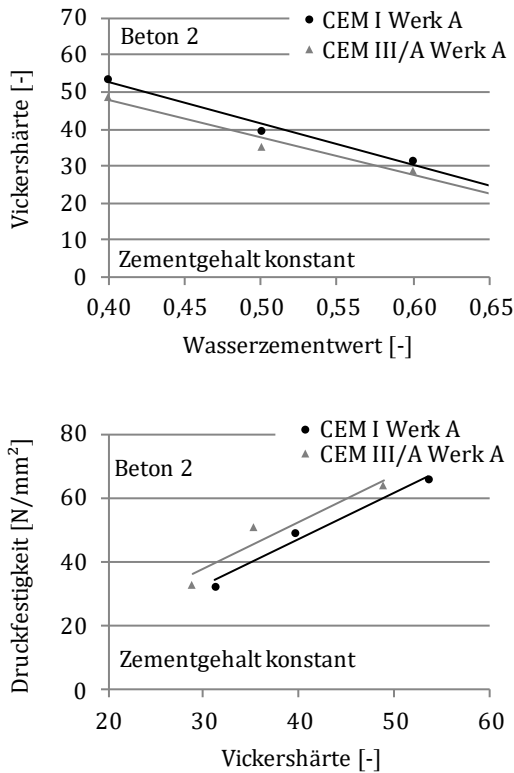


Abbildung 43: Vickershärte und Druckfestigkeit von Beton 2 in Abhängigkeit des Wasserzementwerts und der Zementart, Prüfkraft bei Vickershärtebestimmung: 3 N

Die Vickershärten von Beton 2 sind mit denen des entsprechenden Betons 1 (**Abbildung 40**) nahezu identisch, da die Härteprüfung im Zementstein erfolgt und dieser in seiner Zusammensetzung mit dem von Beton 1 identisch ist. Ein Einfluss des geringeren Zementgehalts wie auch eine von Beton 1 abweichende Gesteinskörnung beeinflussen die Vickershärte nicht.

Abschließend sind die aus den jeweiligen Verläufen der Vickershärten (HV) die Gleichungen der Regressionsgeraden zusammengestellt. Dabei wird ausschließlich der Praxisfall (konstanter Zementgehalt) berücksichtigt.

Beton 1 CEM I Werk A:

$$HV = -108,77 \cdot w/z + 94,853 \quad \text{Gleichung 14}$$

Beton 1 CEM III/A Werk A:

$$HV = -107,4 \cdot w/z + 91,422 \quad \text{Gleichung 15}$$

Beton 1 CEM I Werk B:

$$HV = -114,49 \cdot w/z + 97,14 \quad \text{Gleichung 16}$$

Beton 1 CEM II/B-S Werk B:

$$HV = -101,88 \cdot w/z + 87,985 \quad \text{Gleichung 17}$$

Beton 2 CEM I Werk A:

$$HV = -112,08 \cdot w/z + 97,531 \quad \text{Gleichung 18}$$

Beton 2 CEM III/A Werk A:

$$HV = -100,3 \cdot w/z + 87,821 \quad \text{Gleichung 19}$$

Aus den Gleichungen kann nun für die untersuchten Betone die Vickershärte für einen beliebigen Wasserzementwert ermittelt werden. Ebenso kann anhand einer Vickershärte ein zugehöriger Wasserzementwert berechnet werden. Dies soll in den folgenden Untersuchungen zur tiefenabhängigen Beurteilung des Gefüges bei mangelnder Nachbehandlung zur Anwendung kommen.

6.2 Betonalter und Luftporengehalt

In der zweiten Versuchsserie wurde das Betonalter variiert. Es wurde Beton 1 mit beiden Zementen des Werks A bei konstantem Zementgehalt im Alter von 3, 7, 28 und 56 Tagen geprüft. Die Betone wurden sowohl mit als auch ohne die Zugabe des Luftporenbildners hergestellt. Für die Untersuchungen wurden je Beton 16 Würfel ($a = 100 \text{ mm}$) hergestellt, von denen je einer für die Härteprüfung im Alter von 3, 7, 28 und 56 Tagen und je drei für die Bestimmung der Druckfestigkeit zu diesen Prüfterminen vorgesehen waren. Die Frischbetonluftgehalte sind in **Tabelle 13** dargestellt.

Tabelle 13: Frischbetonluftgehalt der Betone

Beton 1 mit	LP [Vol.-%]
CEM I ohne LP-Bildner	1,1
CEM I mit LP-Bildner	4,1
CEM III/A ohne LP-Bildner	0,8
CEM III/A mit LP-Bildner	6,5

Die Würfel lagerten nach der Herstellung vor Verdunstung geschützt bei 20 ± 2 °C. Nach einem Tag wurden die Würfel ausgeschalt und unter Wasser bei 20 ± 2 °C gelagert. Einen Tag vor der Härteprüfung wurden die jeweiligen Würfel der Lagerung entnommen und analog zum unter Abschnitt 6.1 beschriebenen Vorgehen vorbereitet und geprüft. In **Abbildung 44** sind die Verläufe der Vickershärten dargestellt.

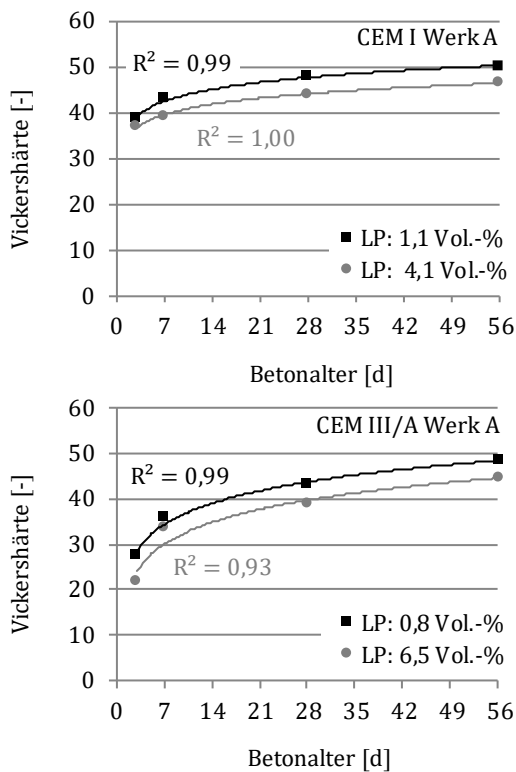


Abbildung 44: Mittlere Vickershärten von Beton 1 in Abhängigkeit des Betonalters, Prüfkraft: 5 N

Infolge der zunehmenden Hydratation nimmt die Vickershärte aller Betone über die Zeit zu. Beim CEM-III-Beton ist die Vickershärte im Alter von 3 und 7 Tagen deutlich niedriger als beim CEM-I-Beton, was vermutlich mit der langsameren Reaktion des Hüttensands zusammenhängt. Auch

noch im Alter von 28 Tagen sind die Vickershärten beim CEM-III-Beton geringfügig niedriger als beim CEM-I-Beton. Die hier erzielten Werte (CEM I ohne LP: 47,9 bzw. CEM III/A ohne LP: 43,3) können mit guter Näherung unter Verwendung von **Gleichung 14** bzw. **Gleichung 15** bestätigt werden ($w/z = 0,43$):

$$HV_{CEM I} = -108,77 \cdot 0,43 + 94,853 = 48,1$$

(aus Gleichung 14)

$$HV_{CEM III/A} = -107,4 \cdot 0,43 + 91,422 = 45,2$$

(aus Gleichung 15)

Erst nach 56 Tagen weisen der CEM-I- und der CEM-III-Beton eine vergleichbare Vickershärte auf. Im Gegensatz zur Vickershärte ist die Druckfestigkeit (vgl. **Abbildung 45**) des CEM-III-Beton (ohne LP) bereits nach sieben Tagen mit der des CEM-I-Betons vergleichbar.

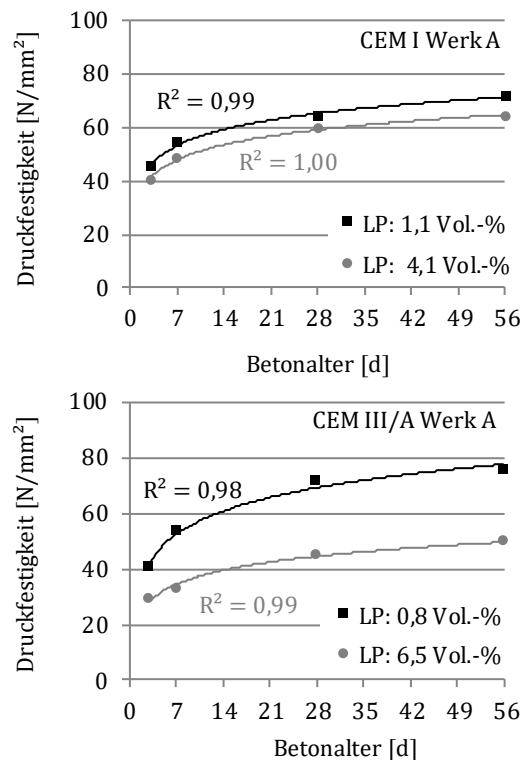


Abbildung 45: Mittlere Druckfestigkeiten von Beton 1 in Abhängigkeit des Betonalters

Möglicherweise erhöhen der Hüttensand bzw. die Korngrößenverteilung des CEM III die Packungsdichte und leisten auf diese Weise einen Beitrag zur Druckfestigkeit, die nur geringfügig

unterhalb von der des CEM-I-Betons liegt. Die künstlich eingeführten Luftporen führen beim CEM-I-Beton zu einer Verringerung der Vickershärte um rd. 4. Prozentual entspricht dies einer vergleichbaren Abnahme wie bei der Druckfestigkeit. Trotz des wesentlich größeren Luftgehalts nimmt beim CEM-III-Beton die Vickershärte ebenfalls nur um rd. 4 ab, wohingegen erwartungsgemäß die Druckfestigkeit sehr stark auf den erhöhten Luftgehalt reagiert. Für den CEM III ist dabei zu berücksichtigen, dass möglicherweise eine im Vergleich zum CEM-I-Beton abweichende Verteilung der Luftporen bzw. ein abweichender Anteil an Mikroluftporen ($\leq 300 \mu\text{m}$) vorliegt.

Ob dieser Erklärungsansatz zutrifft, konnte jedoch nicht geklärt werden, da eine Bestimmung der Luftporenkennwerte nicht erfolgte. Aus den Ergebnissen lässt sich für die weiteren Untersuchungen folgern: Sofern der Luftporengehalt des Frischbetons innerhalb einer praxisüblichen Größenordnung liegt, wird die Vickershärte nur geringfügig von künstlichen Luftporen beeinflusst. Grund für den geringen Einfluss ist, dass die Prüfung der Vickershärte im Zementstein erfolgt und der von der Prüfung betroffene Bereich so klein ist, dass die Wahrscheinlichkeit, dass innerhalb dieses Bereichs eine künstliche Luftpore die Prüfung beeinflusst, gering ist. **Tabelle 14** zeigt die Variationskoeffizienten der Vickershärten. Durch das frühe Prüfalter wird dieser nicht beeinflusst.

Tabelle 14: Variationskoeffizienten der Vickershärten bei variierendem Betonalter: Beton 1 mit den Zementen des Werks A

Zement	Alter [d]	Variationskoeffizient [%]	
		ohne LP-Bildner	mit LP-Bildner
CEM I	3	7,3	8,4
	7	10,4	5,3
	28	10,4	11,0
	56	11,7	11,4
CEM III/A	3	8,3	10,6
	7	10,8	10,9
	28	7,8	11,9
	56	9,2	11,7

Auch in dieser Versuchsreihe korrelieren die Vickershärten mit den Druckfestigkeiten, **Abbildung 46**. Für beide Zemente zeigt sich durch die

Zugabe des Luftporenbildners, dass das Bestimmtheitsmaß abnimmt.

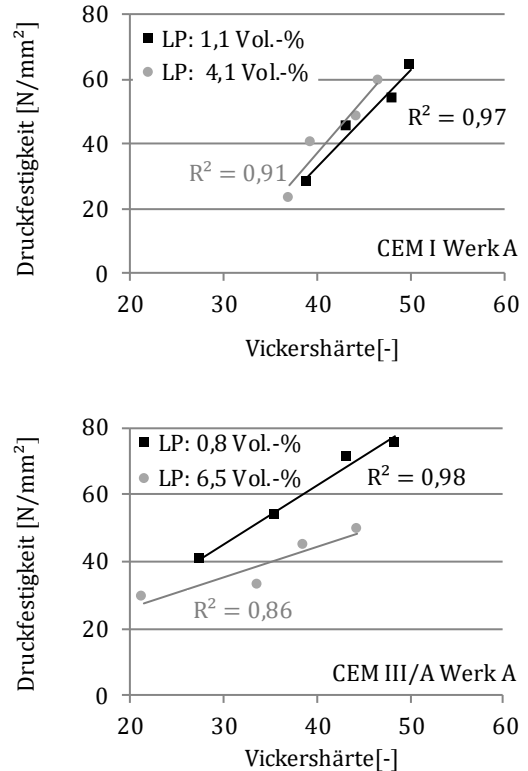


Abbildung 46: Mittlere Vickershärten und Druckfestigkeiten von Beton 1 bei variierendem Betonalter, Prüfkraft bei Vickershärtebestimmung: 5 N

Wie auch in der ersten Versuchsreihe werden abschließend aus den Verläufen der Vickershärten die Gleichungen der Regressionsverläufe zusammengestellt. Dabei wird ausschließlich der Verlauf der Betone mit künstlichen Luftporen (Praxisfall) berücksichtigt.

Beton 1 CEM I Werk A:

$$HV = 3,3 \ln t + 33,12 \quad \text{Gleichung 20}$$

Beton 1 CEM III/A Werk A:

$$HV = 7,09 \ln t + 16,11 \quad \text{Gleichung 21}$$

Mit t : Betonalter in Tagen

Für diese Gleichungen wird ein Bestimmtheitsmaß von 1,00 (CEM I) bzw. 0,93 (CEM III) erzielt. Aus den Gleichungen kann nun für die untersuchten Betone die Vickershärte für einen bestimmtes Betonalter ermittelt werden. Ebenso kann alternativ zur Berechnung eines Wasserzementwerts (vgl. S. 42) anhand einer Vickershärte ein zugehöriges Betonalter ermittelt werden.

7 EINFLUSS DER CARBONATISIERUNG AUF DIE VICKERSHÄRTE DES BETONGEFÜGES

Da bei Fahrbahndecken aus Beton stets eine Carbonatisierung stattfindet, sollte in diesem Teil der Untersuchungen geklärt werden, inwieweit diese die Vickershärte im oberflächennahen Bereich beeinflusst. Dazu wurde die zeitliche Entwicklung der Vickershärte carbonatisierter Betone ermittelt und den Härten entsprechender Betone, die unmittelbar nach der Herstellung in Argon gelagert wurden und somit eine Carbonatisierung ausgeschlossen werden konnte, gegenübergestellt. Die Untersuchungen erfolgten an Beton 1 mit beiden Zementen des Werks A. Je Beton wurden neun Würfel ($a = 100 \text{ mm}$) hergestellt, von denen je zwei für die Härteprüfung im Alter von 28, 56 und 96 Tagen und die übrigen drei für die Bestimmung der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen verwendet wurden. Der Frischbetonluftgehalt betrug beim CEM-I-Beton 5,0 und beim CEM-III-Beton 5,3 Vol.-%. Unmittelbar nach der Probekörperherstellung wurde die Oberseite der Würfel für die Härteprüfung mit dem Kombinationsmittel besprüht. Alle Würfel lagerten nach der Herstellung vor Verdunstung geschützt bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$. Nach einem Tag wurden die Würfel für die Druckfestigkeitsprüfung ausgeschalt und unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ gelagert. Die Oberfläche der Würfel für die Härteprüfung wurde ausgebürstet. Ein Ausschalen dieser Würfel wurde nicht vorgenommen, um die Austrocknung wie auch die Carbonatisierung ausschließlich über die Oberseite stattfinden zu lassen. Nach dem Ausbürsten wurden die Würfel wie folgt gelagert:

1. Die Würfel, bei denen eine Carbonatisierung stattfinden sollte, wurden bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen gelagert.

2. Die Würfel, bei denen eine Carbonatisierung verhindert werden sollte, wurden in einer Kunststoffbox, die sich in einer Klimakammer mit $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. befand, gelagert. Die Abmessungen der Box betrug $L \cdot B \cdot H = 0,7 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m}$. Auf dem Boden der Box wurden fünf Liter eines Glycerin/Wassergemischs mit einem Glycerinanteil von 69 M.-% gegeben. Mit diesem Gemisch stellt sich gemäß DIN EN ISO 483 oberhalb der Flüssigkeit eine relative Luftfeuchtigkeit von 65 % ein¹²¹. In der Box befand sich ein Gittergestell, auf das die Würfel sowie eine Petrischale mit Kaliumhydroxid gestellt wurden. Durch das Kaliumhydroxid sollten eventuelle Rückstände von CO_2 gebunden werden. Anschließend wurde die Box zur kohlendioxidfreien Lagerung mit Argon geflutet. Mit einem Messfühler wurden in der Box die Temperatur und die relative Luftfeuchtigkeit überwacht.

Die Lagerung der Würfel bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. sollte zum einen den Lagerungsbedingungen entsprechen, die bei der Untersuchung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Vickershärte des Betons verwendet wurden, um die hier gewonnenen Erkenntnisse direkt übertragen zu können. Zum anderen sollte durch diese mangelnde Nachbehandlung eine große Carbonatisierungstiefe erzielt werden¹²², damit möglichst große Bereiche für die Härteprüfung zur Verfügung stehen. Einen Tag vor der Härteprüfung wurden die entsprechenden Würfel der Lagerung entnommen, ausgeschalt und ein Quader mit $a \cdot b \cdot c \approx 5 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} \cdot 4 \text{ cm}$ nass herausgesägt, vgl. **Abbildung 47**. An dieser Probe wurde anschließend die in **Abbildung 47** dargestellte Seitenfläche für die Härteprüfung geschliffen und poliert, vgl. 4.2.2.

¹²¹ DIN EN ISO 483, S. 6 Tabelle 2

¹²² Gräf: Einfluss der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit, S. 87

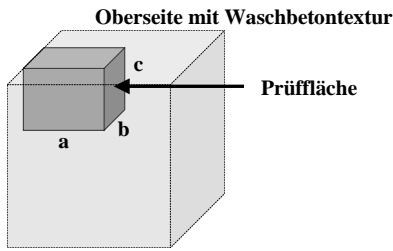


Abbildung 47: Prinzipskizze für die Probenvorbereitung zur Untersuchung des Einflusses der Carbonatisierung auf die Vickershärte

Nach der Vorbereitung lagerten die Proben bei $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$ unter Wasser. Am folgenden Tag wurden die Proben dem Wasserbad entnommen und die Vickershärte über die Tiefe in folgenden Tiefenstufen ermittelt:

- 0,0 mm (unmittelbar unter der Oberfläche mit Waschbetontextur, vgl. Kapitel 4.2.3.)
- 5,0 mm
- 7,5 mm
- 10,0 mm
- 12,5 mm
- 20,0 mm

In jeder Tiefenstufe wurden mindestens fünf Messwerte erzeugt. Die Prüfkraft betrug 3 N. Nach der Härteprüfung wurde die Probe gespalten, mit Phenolphthalein besprüht und die maximale Carbonatisierungstiefe ermittelt. An den unter Wasser gelagerten Würfeln wurde im Alter von 28 Tagen die Druckfestigkeit bestimmt. Sie betrug beim CEM-I-Beton $47,7\text{ N/mm}^2$ und beim CEM-III-Beton $53,0\text{ N/mm}^2$. **Abbildung 48** zeigt die Ergebnisse der Härteprüfung für den CEM-I-Beton bei Argon- und Luftlagerung. **Tabelle 16** enthält die Carbonatisierungstiefen.

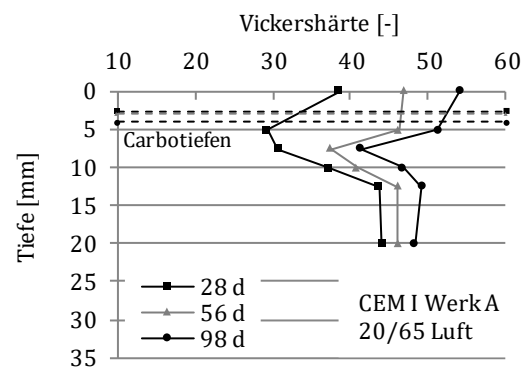
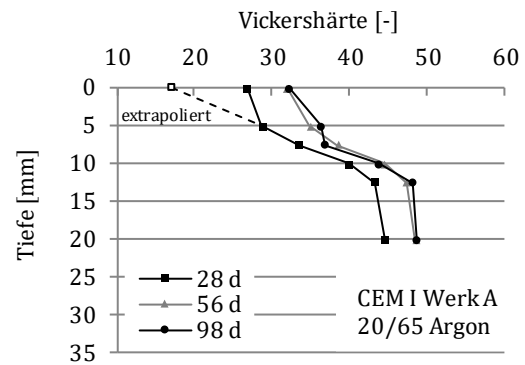


Abbildung 48: Beton 1 mit CEM I Werk A: Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe und des Betonalters bei Argon- und Luftlagerung; Prüfkraft: 3 N

Bei Argonlagerung nimmt die Vickershärte der Betone zur Oberfläche hin kontinuierlich ab, da mit geringer werdendem Abstand zur Oberfläche die Austrocknung zu- und als Folge die Hydratation abnimmt. Im Alter von 28 Tagen beträgt die Vickershärte unmittelbar unter der Oberfläche mit einem Wert von 26,8 nur rd. 60 % des Werts in einer Tiefe von 20 mm ($HV = 44,6$). Dem Gradienten der Tiefenstufen 5 bis 10 mm nach zur Oberfläche hin folgend würde dieser Wert noch niedriger sein, wie der extrapolierte Verlauf im Bild verdeutlicht. Vermutlich konnte auch bei Argonlagerung die Carbonatisierung unmittelbar unter der Oberfläche nicht vollständig vermieden werden. Die fortgeschrittene Hydratation der Betone im Alter von 56 und 98 Tagen führt dazu, dass die Vickershärten höher als im Alter von 28 Tagen sind. Dabei fällt auf, dass die Hydratation im oberflächennahen Bereich nicht zum Stillstand kommt, sondern ab 28 Tagen mit gleicher Geschwindigkeit wie im Kernbereich zunimmt, was zu parallelen Verläufen führt. Die für diese Hydratation erforderliche Feuchtigkeit kann zum einen aus dem Inneren des Betons nachtransportiert werden oder bzw. und aus der umgebenden Luftfeuchte gebunden werden. Ein Unterschied der Vickershärten zwischen 56 und 98 Tagen

liegt hier nicht vor. Ab einer Tiefe von 12,5 mm ist kein Einfluss der Austrocknung mehr vorhanden und die Vickershärte bleibt nahezu konstant. Der Verlauf der Vickershärte der luftgelagerten Proben zeigt einen signifikanten Einfluss der Carbonatisierung. Im Alter von 28 Tagen ist sie unmittelbar unter der Oberfläche deutlich höher, als es die tiefer liegenden Vickershärten erwarten lassen. Auch in einer Tiefe von 5 mm, die unterhalb der maximalen Tiefe des ermittelten Farbumschlags liegt, ist bereits ein Einfluss der Carbonatisierung zu beobachten. Der Grund dafür ist, dass es auch in einer Tiefe unterhalb des Farbumschlags bereits zu einer Carbonatisierungsreaktion gekommen ist und somit zu einer Zunahme der Vickershärte. Der pH-Wert liegt jedoch noch bei ≥ 9 , so dass kein Farbumschlag stattfindet. Mit zunehmendem Alter nimmt unmittelbar unter der Oberfläche die Vickershärte stärker zu als der Hydratationsfortschritt im Kernbeton, was darauf schließen lässt, dass auch die Carbonatisierung weiter zunimmt. Ebenso nimmt die Carbonatisierung in einer Tiefe von 5 mm weiter zu. Nach 56 und 98 Tagen sind die Vickershärten bis zu einer Tiefe von 5 mm infolge der Carbonatisierung sogar größer als im Kernbeton. Unterhalb des carbonatisierten Bereichs sind die Vickershärten bei Argon- und Luftlagerung vergleichbar. Anders als bei der Argonlagerung ist bei Luftlagerung im Kernbereich des Betons infolge fortschreitender Hydratation auch nach 96 Tagen im Vergleich zu 56 Tagen eine Zunahme der Härte feststellbar.

Nachfolgend werden zur weiteren Interpretation die Ergebnisse der Abschnitte 6.1 und 6.2 herangezogen. In **Gleichung 14** wurde für den hier betrachteten Beton der Zusammenhang von Wasserzementwert und Vickershärte formuliert. Werden die hier ermittelten Vickershärten nun in **Gleichung 14** eingesetzt, können „fiktive Wasserzementwerte“ ermittelt werden. Für die Argonlagerung ergibt sich für die Ergebnisse im Alter von 28 Tagen:

Argonlagerung:

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (44,6 - 94,853) / (-108,77) = 0,46$$

Gleichung 22

$$w/z_{\text{fiktiv, 0,0 mm}} = (26,8 - 94,853) / (-108,77) = 0,63$$

Gleichung 23

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,63 - 0,46 = 0,17$$

Gleichung 24

Unmittelbar unter der Oberfläche entspricht demnach die Härte des Gefüges einem Wasserzementwert von 0,63. Dieser fiktive Wasserzementwert ist um 0,17 höheren als im Kernbereich. Zieht man den extrapolierten Wert von 17,1 heran, ergibt sich entsprechend ein fiktiver Wasserzementwert von 0,68. Da beim luftgelagerten Beton erst in einer Tiefe von 7,5 mm kein Einfluss aus Carbonatisierung mehr vorliegt und die Auswirkung der Austrocknung bewertet werden kann, werden die Ergebnisse aus dieser Tiefenstufe herangezogen.

Luftlagerung:

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (44,0 - 94,853) / (-108,77) = 0,47$$

Gleichung 25

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (30,7 - 94,853) / (-108,77) = 0,59$$

Gleichung 26

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,59 - 0,47 = 0,12$$

Gleichung 27

Hier beträgt der Unterschied der Wasserzementwerte entsprechend 0,12. Für das Betonalter 56 bzw. 98 Tage können keine fiktiven Wasserzementwerte ermittelt werden, da **Gleichung 14** ausschließlich für ein Betonalter von 28 Tagen bestimmt wurde.

Analog zum Vorgehen für die Bestimmung eines fiktiven Wasserzementwerts lässt sich zudem ein „fiktives Betonalter“ des Randbereichs ermitteln. Zur Ermittlung des fiktiven Betonalters ist in **Abbildung 49** zunächst der Verlauf der in Abschnitt 6.2 ermittelten Regression (**Abbildung 45** links oben mit LP 4,1 Vol.-%) dargestellt. Zusätzlich enthält **Abbildung 49** die im Kernbereich ermittelten Vickershärten im Alter von 28, 56 und 98 Tagen.

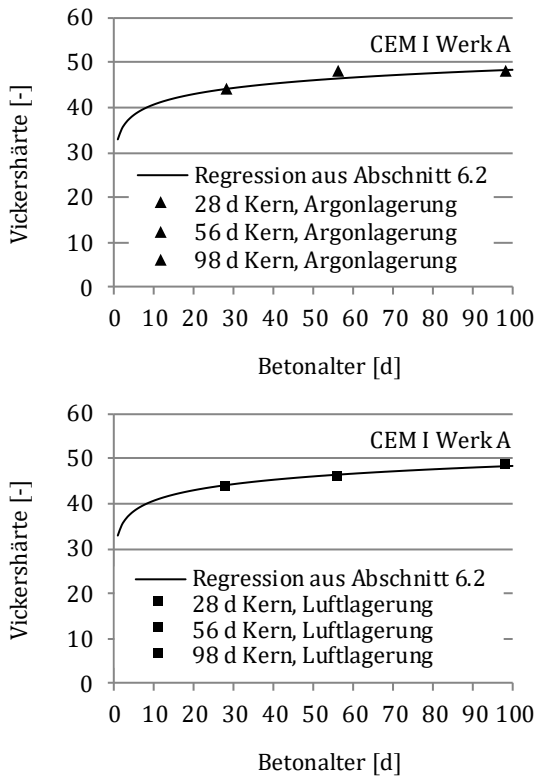


Abbildung 49: Beton 1 mit CEM I Werk A: Mittlere Vickershärte im Alter von 28 Tagen im Kern sowie Verlauf der Vickershärte gemäß Regression aus Abbildung 45 links oben (LP 4,1 Vol.-%)

Die Verläufe zeigen eine gute Übereinstimmung der hier ermittelten Vickershärten mit den Verläufen der Regression aus Abschnitt 6.2. Aus der Regression wird nun das fiktive Betonalter im Randbereich berechnet. Dies ist in den nachfolgenden Gleichungen beispielhaft für ein Betonalter von 28 Tagen dargestellt. Alle Ergebnisse sind in **Tabelle 15** zusammengefasst.

Argonlagerung 28d:

$$Betonalter_{fiktiv, 0,0\text{ mm}} = EXP((26,8-33,12)/3,31) = 0,2\text{ d}$$

Gleichung 28

Luftlagerung 28d:

$$Betonalter_{fiktiv, 7,5\text{ mm}} = EXP((30,7-33,12)/3,31) = 0,5\text{ d}$$

Gleichung 29

Tabelle 15: Beton 1 mit CEM I Werk A: Fiktives Betonalter im Randbereich (Argon: 0,0 mm, Luft: 7,5 mm)

Lagerung	Alter [d]	Vickershärte [-]	Fikt. Alter [d]
Argon	28	26,8	0,2
	56	31,9	0,7
	98	32,2	0,8
Luft	28	30,7	0,5
	56	37,5	3,8
	98	41,4	12,2

Infolge der Austrocknung liegt im Randbereich ein Betongefüge vor, das unmittelbar unter der Oberfläche (Argonlagerung) auch noch nach 98 Tagen rechnerisch einem Alter von weniger als 1 Tag entspricht. Dabei ist anzumerken, dass zur Ermittlung der Regression aus Abschnitt 6.2 das geringste Betonalter 3 Tage betrug (HV = 37,0; vgl. **Abbildung 45** links oben (LP 4,1 Vol.-%)). Die hier im Randbereich vorliegenden Vickershärten liegen noch deutlich unter diesem 3-Tage-Wert, so dass gegebenenfalls eine Verzerrung der tatsächlichen Werte vorliegt. Daher soll an dieser Stelle lediglich festgehalten werden, dass die Vickershärten unterhalb der Werte eines drei Tage alten Betons liegen. Bei Luftlagerung (Praxisfall im Betonstraßenbau) beträgt das fiktive Betonalter im Randbereich lediglich 4 Tage. Nach 98 Tagen ist es auf 12 Tage gestiegen.

Die Vickershärten der CEM-III-Betone sind in **Abbildung 50** dargestellt. Die Probe für die Prüfung der Vickershärte im Alter von 28 Tagen bei Argonlagerung war unbrauchbar und musste verworfen werden. Bei Argonlagerung zeigen die Verläufe des CEM-III-Betons eine zum CEM-I-Beton vergleichbare Charakteristik. In den Tiefenstufen 12,5 und 20 mm findet nach 96 Tagen keine weitere Zunahme der Vickershärte statt. Mit geringer werdendem Abstand zur Oberfläche hingegen steigt die Vickershärte im Vergleich zum 56-Tage-Wert zunehmend an, was vermutlich mit der Hydratation infolge der aus der Umgebung eindiffundierenden Luftfeuchte verbunden ist. Auch beim CEM-III-Beton ist ein signifikanter Einfluss der Carbonatisierung zu beobachten.

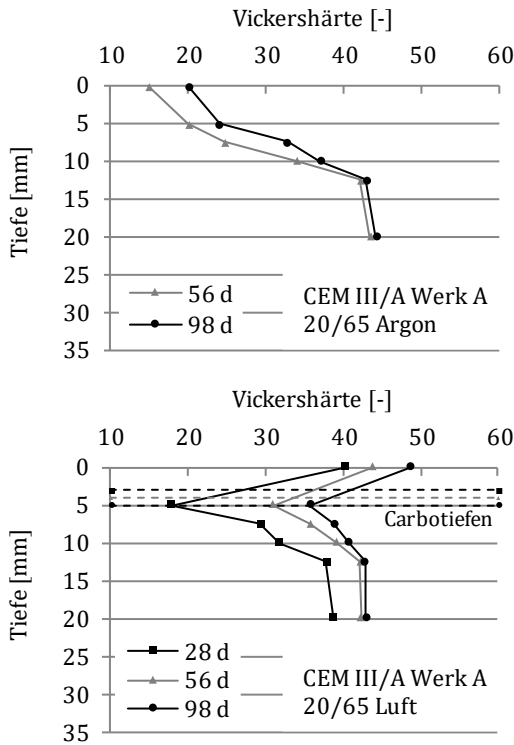


Abbildung 50: Beton 1 mit CEM III/A Werk A: Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe und des Betonalters bei Argon- und Luftlagerung (Anmerkung: Probe 28 d Argonlagerung unbrauchbar)

Unmittelbar unter der Oberfläche sind die Vickershärten zu jedem Prüfzeitpunkt mindestens so hoch wie im Kernbeton. Allerdings ist die Zunahme der Vickershärte nach 56 bzw. 98 Tagen unmittelbar unter der Oberfläche geringer als beim CEM-I-Beton, was auf eine geringere Menge an Calciumhydroxid und folglich auf eine geringere Menge an Calciumcarbonat als Reaktionsprodukt der Carbonatisierung im CEM-III-Beton zurückzuführen ist. Wie **Tabelle 16** zeigt, ist hier die Carbonatisierungstiefe des CEM-III-Betons erwartungsgemäß höher als beim CEM-I-Beton, da die Kapillarporosität durch die Carbonatisierung im Gegensatz zum CEM-I-Beton zunimmt und auf diese Weise Kohlendioxid schneller in den Beton eindringen kann. Hinzu kommt, dass beim CEM III weniger Calciumhydroxid vorhanden ist, das als Reaktionspartner für das Kohlendioxid zur Verfügung steht, was das Fortschreiten der Carbonatisierung begünstigt¹²³. Folglich ist hier beim CEM III trotz der größeren Carbonatisierungstiefe in einer Tiefe von 5 mm

die Vickershärte niedriger als beim CEM-I-Beton.

Tabelle 16: Beton 1 mit den Zementen des Werks A: Maximale Carbonatisierungstiefe¹²⁴

Zement	Alter [d]	max. d _{c2} [mm]
CEM I	28	2,5
	56	3,1
	98	4,0
CEM III/A	28	3,0
	56	4,2
	98	5,2

In **Abbildung 51** sind zur Verdeutlichung des unterschiedlichen Carbonatisierungsverhaltens die Vickershärten beider Betone nach 56 Tagen bei Argon- und Luftlagerung gegenübergestellt.

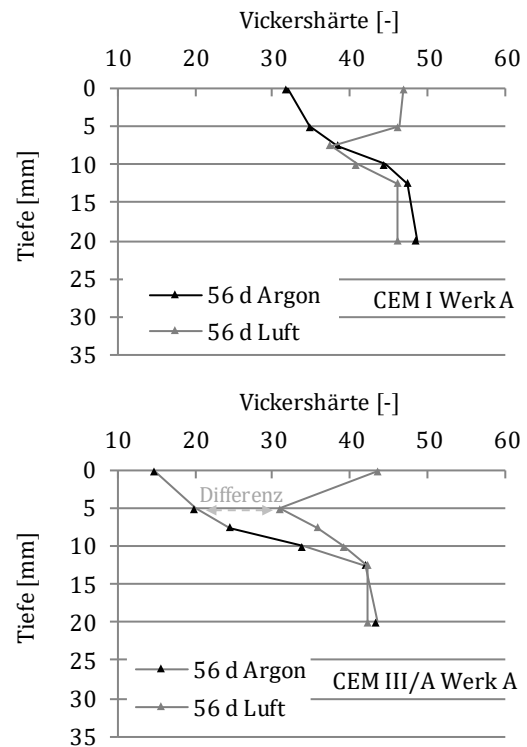


Abbildung 51: Beton 1 mit den Zementen des Werks A: Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe im Alter von 56 98 Tagen bei Argon- und Luftlagerung

¹²³ Ludwig: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton

¹²⁴ Anmerkung: Es wurde die maximale Carbonatisierungstiefe bestimmt, da auch unterhalb des Farbumschlags noch eine Carbonatisierung stattfindet, die einen Einfluss auf die Vickershärte hat.

Hier zeigt sich deutlich, dass beim CEM-I-Beton in einer Tiefe von 5 mm die Vickershärte infolge der Carbonatisierung so groß wie unter der Oberfläche ist, wohingegen beim CEM-III-Beton der Einfluss geringer ist. Beim CEM-I-Beton sind die Verläufe der Betone ab einer Tiefe von 7,5 mm nahezu gleich. Beim CEM-III-Beton hingegen nimmt die Differenz der Vickershärte von Argon- und luftgelagertem Beton über die Tiefe kontinuierlich ab bis in einer Tiefe von 12,5 mm kein Einfluss mehr feststellbar ist.

Analog zum Vorgehen für den CEM-I-Beton werden der fiktive Wasserzementwert und das fiktive Betonalter ermittelt. Für die Argonlagerung kann der fiktive Wasserzementwert nicht bestimmt werden, da die Ergebnisse dieser Probe verworfen werden mussten. Bei Luftlagerung ergeben sich nach **Gleichung 15** in einer Tiefe von 7,5 mm folgende fiktive Wasserzementwerte¹²⁵:

Luftlagerung 28d:

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (38,7 - 91,422) / (-107,4) = 0,49$$

Gleichung 30

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (29,3 - 91,422) / (-107,4) = 0,58$$

Gleichung 31

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,58 - 0,49 = 0,10$$

Gleichung 32

Hier ist im Randbereich infolge der Austrocknung der fiktive Wasserzementwert um 0,10 höher als im Kernbeton. Zur Ermittlung des fiktiven Betonalters sind in **Abbildung 52** ebenfalls zunächst der Regressionsverlauf sowie die in dieser Versuchsreihe ermittelten Vickershärten des Kernbereichs dargestellt.

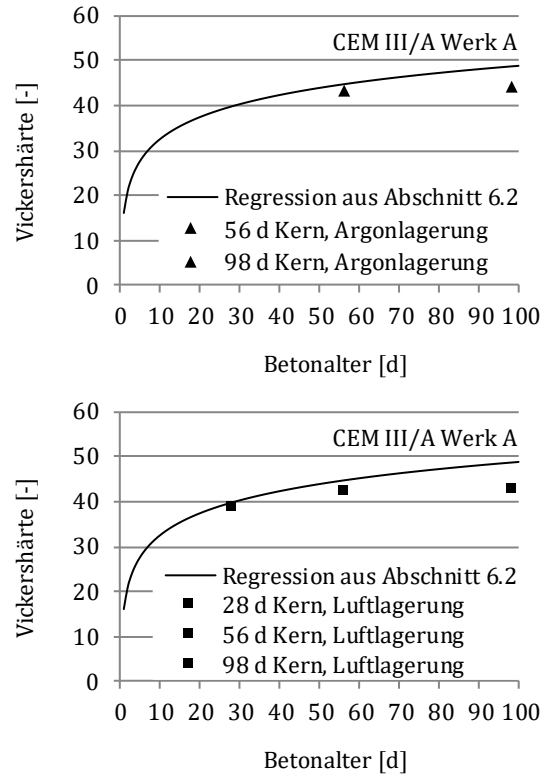


Abbildung 52: Beton 1 mit CEM III/A Werk A: Mittlere Vickershärte im Kern sowie Verlauf der Vickershärte gemäß Regression aus Abschnitt 44 (LP 6,5 Vol.-%)

Da die Vickershärten im Alter von 98 Tagen nicht merklich zum 56-Tage-Wert gestiegen sind, liegen diese hier unterhalb der Regression. Es wird dennoch der Regressionsverlauf zur Abschätzung des Betonalters im Randbereich herangezogen. Das fiktive Betonalter t_{fiktiv} ist nachfolgend zunächst für ein Betonalter von 56 Tagen dargestellt. Alle Ergebnisse sind in **Tabelle 17** zusammengefasst.

Argonlagerung 56d:

$$t_{fiktiv, 0,0 mm} = EXP((14,8 - 16,1) / 7,1) = 1,2 d$$

Gleichung 33

Luftlagerung 56d:

$$t_{fiktiv, 7,5 mm} = EXP((35,8 - 16,1) / 7,1) = 16,1 d$$

Gleichung 34

¹²⁵ Beim CEM III/A wurde bereits in einer Tiefe von 5 mm kein Einfluss der Carbonatisierung mehr festgestellt.

Dennoch wurde zur Vergleichbarkeit mit dem CEM I die Tiefenstufe 7,5 mm betrachtet.

Tabelle 17: Beton 1 mit CEM III/A Werk A: Fiktives Betonalter im Randbereich (Argon: 0,0 mm, Luft: 7,5 mm)

Lagerung	Alter [d]	Vickershärte [-]	t_{fiktiv} [d]
Argon	28	-	-
	56	14,8	0,8
	98	20,0	1,7
Luft	28	29,3	6,4
	56	35,8	16,1
	98	38,8	24,5

Wie auch beim CEM-I-Beton beträgt das fiktive Alter im Randbereich nur einen Bruchteil des tatsächlichen Alters. Bei Luftlagerung (Praxisfall) liegen auch hier die Vickershärten im Randbereich unter dem 3-Tage-Wert ($HV = 21,5$; vgl. **Abbildung 45** rechts oben (LP 6,5 Vol.-%)).

8 EINFLUSS DER NACHBEHANDLUNG

8.1 Allgemeines

In diesem Teil der Untersuchungen wurde die Härteprüfung nach Vickers eingesetzt, um die Güte einer Nachbehandlung in Abhängigkeit der Tiefe zu bewerten. Für die Untersuchungen wurden unterschiedliche Betonzusammensetzungen sowie Texturtypen betrachtet. Neben der Härteprüfung wurde der Frost-Tausalz-Widerstand an der texturierten Oberseite bestimmt. Im nachfolgenden Abschnitt 8.2 sind zunächst die Probekörperherstellung sowie die Nachbehandlungsmaßnahmen beschrieben. Die Abschnitte 8.4 und 8.5 enthalten die für den jeweiligen Beton- und Texturtyp gewählte Vorgehensweise sowie die Untersuchungsergebnisse.

8.2 Probekörper und Nachbehandlung

Da auch die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands in das Untersuchungsprogramm einbezogen wurde, wurde den Betonen bei der Herstellung der Luftporenbildner zugegeben. Hinsichtlich der Nachbehandlung wurde zwischen der Art der Nachbehandlung und der Dauer der Nachbehandlung unterschieden:

Einfluss aus der Art der Nachbehandlung:

Für die Untersuchungen wurden je Beton und Nachbehandlungsvariante eine Platte mit den Abmessungen $L \cdot B \cdot H = 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}$ für die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands und die Härteprüfung sowie drei Würfel ($a = 100 \text{ mm}$) für die Bestimmung der Druckfestigkeit nach 28 Tagen hergestellt. Es wurden folgende drei Nachbehandlungsvarianten betrachtet:

1. **Extremfall:** Lagerung bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$ ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen.
2. **Praxisfall:** Aufsprühen von 150 g/m^2 eines Nachbehandlungsmittels (NBM) und anschließender Lagerung bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$
3. **Optimum:** Abdecken der Oberfläche mit einem feuchten Jutetuch und Lagerung bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$ Das Jutetuch wurde durchgehend feucht gehalten und nach sieben Tagen von der Betonoberfläche entfernt. Die Probekörper lagerten dann weiter bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$

Die Wasserabgabe der Probekörper wurde mittels regelmäßiger Wägung dokumentiert. Der Zeitpunkt der Nachbehandlung erfolgte texturabhängig und ist in den entsprechenden Abschnitten beschrieben. Die Platten blieben während der Nachbehandlung eingeschalt, um sicherzustellen, dass eine Wasserabgabe ausschließlich über die Oberfläche erfolgt. Im Alter von 14 Tagen wurden die Platten geviertelt, **Abbildung 53**. Drei Teilplatten waren für die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands vorgesehen und wurden auf eine Höhe von 7 cm gesägt und anschließend weiter bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$ gelagert. Die vierte Teilplatte lagerte nach dem Sägen ebenfalls bei $20 \text{ °C}/65 \text{ % r. F.}$

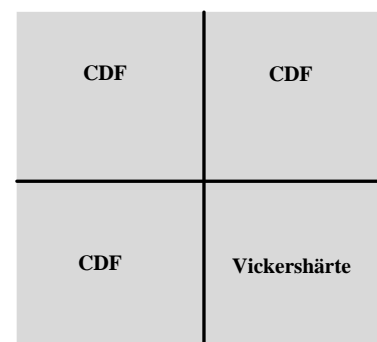


Abbildung 53: Vorbereitung der Betonplatten mit $L \cdot B \cdot H = 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}$: Prinzipskizze für die Probengewinnung

Im Alter von 27 Tagen wurde aus der vierten Teilplatte für die Härteprüfung ein Quader mit den Abmessungen $a \cdot b \cdot c \approx 60 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}$ nass herausgesägt und eine der Seitenflächen geschliffen und poliert, vgl. 4.2.2. Die Oberseite der Probe wies dabei die jeweilige Textur auf. Anschließend lagerte die Probe unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$.

Einfluss der Nachbehandlungsdauer:

Zur Untersuchung des Einflusses der Dauer der Nachbehandlung wurden je Beton sechs Würfel ($a = 100 \text{ mm}$) für die Härteprüfung sowie 21 Würfel gleicher Größe für die Bestimmung der Druckfestigkeit hergestellt. Die für die Härteprüfung vorgesehenen Würfel wurden nicht ausgeschalt und wie folgt nachbehandelt:

1. **Extremfall:** Lagerung eines Würfels bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen
2. Die übrigen Würfel lagerten einen Tag bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/95 \text{ } \%$ r. F. Ab dem zweiten Tag wurden sie mit einem feuchten Jutetuch abgedeckt und lagerten bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. Die Jutetücher wurden feucht gehalten und zu folgenden Zeitpunkten von jeweils einem Würfel entfernt:
 - nach 1 Tag
 - nach 3 Tagen
 - nach 5 Tagen
 - nach 7 Tagen
 - nach 14 Tagen

Nach dem Entfernen des Jutetuchs lagerten die Würfel ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen weiter bei $20 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ } \%$ r. F. Die Probenvorbereitung erfolgte analog zum oben beschriebenen Vorgehen. Im Alter von 28 Tagen wurde die Vickershärte aller Proben in einer Tiefe von 7,5 mm bestimmt. Es wurden mindestens zehn Messwerte erzeugt. Die Prüfkraft betrug 3 N. Aufgrund der hohen Anzahl der Proben wurde der Prüfumfang auf eine Tiefenstufe reduziert. Es wurde diese Tiefenstufe gewählt, da dort bei den Untersuchungen zum *Einfluss der Carbonatisierung* festgestellt wurde, dass dort der Einfluss aus der Carbonatisierung vernachlässigbar ist und unterschiedliche Vickershärten ausschließlich aus der Nachbehandlungsgüte resultieren. Im Anschluss an die Härteprüfung wurden die Proben gespalten und die Carbonatisierungstiefe be-

stimmt. Zu jedem Prüftermin wurde an drei Würfeln die Druckfestigkeit ermittelt. Zusätzlich wurde die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen bestimmt. Die Würfel für die Druckfestigkeitsbestimmung lagerten bis zum Alter von einem Tag vor Verdunstung geschützt bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$. Nach dem Ausschalen lagerten die Würfel bis zur Prüfung unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$.

8.3 Untersuchungen

Im Alter von 28 Tagen wurde die Vickershärte in folgenden Tiefenstufen bestimmt:

- 0,0 mm: Unmittelbar unter der Oberfläche (Nulllinie)
- 5,0 mm unterhalb der Nulllinie
- 7,5 mm unterhalb der Nulllinie
- 10,0 mm unterhalb der Nulllinie
- 12,5 mm unterhalb der Nulllinie
- 20,0 mm unterhalb der Nulllinie (Kernbeton)

In jeder Tiefenstufe wurden mindestens zehn Messwerte erzeugt. Die Prüfkraft betrug 3 N. Im Anschluss an die Härteprüfung wurden die Proben gespalten und die maximale Carbonatisierungstiefe ermittelt. Ebenfalls im Alter von 28 Tagen begann die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands in Anlehnung an den CDF-Test. Als Prüffläche diente die texturierte Oberseite der Proben. An ausgewählten Betonen wurde zur zusätzlichen Beurteilung der Schädigung infolge des Frost-Tausalz-Angriffs im Anschluss an den CDF-Test an je einer Probe die Vickershärte über die Tiefe bestimmt. Die Probenvorbereitung dafür erfolgte analog zum sonstigen Vorgehen zur Bestimmung der Vickershärte. Die Vickershärte wurde in oben genannten Tiefenstufen bis zu einer Tiefe von 10,0 mm ermittelt. Die Würfel für die Druckfestigkeitsbestimmung lagerten bis zum Alter von einem Tag vor Verdunstung geschützt bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$. Nach dem Ausschalen lagerten die Würfel bis zur Prüfung unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$.

8.4 Beton mit Waschbetontextur

8.4.1 Art der Nachbehandlung

Für die Untersuchungen wurde Beton 1 mit beiden Zementen der Werke A und B mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt. Für die

Zemente des Werks A wurden die Betone zusätzlich mit einem Wasserzementwert von 0,50 hergestellt. Dies sollte klären, ob bei zunehmendem Wasserzementwert gegebenenfalls mit einer größeren Nachbehandlungsempfindlichkeit zu rechnen ist. Der Frischbetonluftgehalt der Betone ist in **Tabelle 18** dargestellt.

Tabelle 18: Frischbetonluftgehalt der Waschbetone

	w/z	Luftgehalt Frischbeton
	[-]	[Vol.-%]
CEM I	0,40	5,0
CEM III/A		4,5
CEM I	0,50	5,8
CEM III/A		6,0

Wie unter Abschnitt 3 beschrieben, wird beim Waschbeton zwischen der unmittelbar nach der Herstellung (1. Nachbehandlung) und der nach dem Ausbürsten (2. Nachbehandlung) erfolgenden Nachbehandlung unterschieden. Da der Einfluss der zweiten Nachbehandlung hinsichtlich der Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften von größerer Bedeutung ist als die erste Nachbehandlung, wurde hier ausschließlich die zweite Nachbehandlung betrachtet. Zur Herstellung der Waschbetontextur wurden unmittelbar nach der Herstellung 200 g/m² des Kombinationsmittels auf die Oberfläche der Probekörper gesprüht. Anschließend lagerten die Probekörper bei 20 °C/65 % r. F. Nach rd. 16 Stunden wurden die Oberflächen mit einer Wurzelbürste ausgebürstet und eine Texturtiefe von rd. 0,7 mm erzeugt. Die Texturtiefe wurde mit dem Sandfleckverfahren ermittelt. Das Sandfleckverfahren wurde in diesem Zusammenhang als geeigneter als die Bestimmung des ETD-Werts mit dem Messgerät ELAtextur angesehen, da aufgrund der geringen Probekörpergröße (150 mm · 150 mm) das Messgerät ELAtextur in seiner Position auf der Oberfläche nur geringfügig variiert werden kann. Eine vollständige Erfassung der Oberfläche ist somit nicht möglich. Beim Sandfleckverfahren hingegen kann zudem im Rahmen der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands zur Beurteilung des Einflusses der Abwitterung auf die Texturtiefe die gesamte Oberfläche bewertet werden. Die dann folgende zweite Nachbehandlung sowie die Probenvorbereitungen erfolgten wie in Abschnitt 8.2 beschrieben. Im Alter von 28 Tagen wurden

die Vickershärte sowie der Frost-Tausalz-Widerstand in Anlehnung an den CDF-Test bestimmt. Im Anschluss an den CDF-Test wurde erneut die Texturtiefe mit dem Sandfleckverfahren ermittelt. Orientierend wurde im Anschluss an den CDF-Test zur tiefenabhängigen Beurteilung der Schädigung am CEM-I-Beton (Werk A an jeweils einer Probe je Nachbehandlungsvariante die Vickershärte in den Tiefen 0,5, 7,5 und 10 mm bestimmt. Nachfolgend sind zunächst die Ergebnisse der mit den Zementen des Werks A hergestellten Betone dargestellt. **Abbildung 54** zeigt die Verläufe der Verdunstung ab dem Zeitpunkt des Beginns der zweiten Nachbehandlung. Bei den mit einem feuchten Jutetuch abgedeckten Betonen fand keine Verdunstung statt. Diese haben während der Nachbehandlung Wasser aus den feuchten Jutetüchern aufgenommen. Die Wassermenge lag nach sieben Tagen bei rd. 750 g/m².

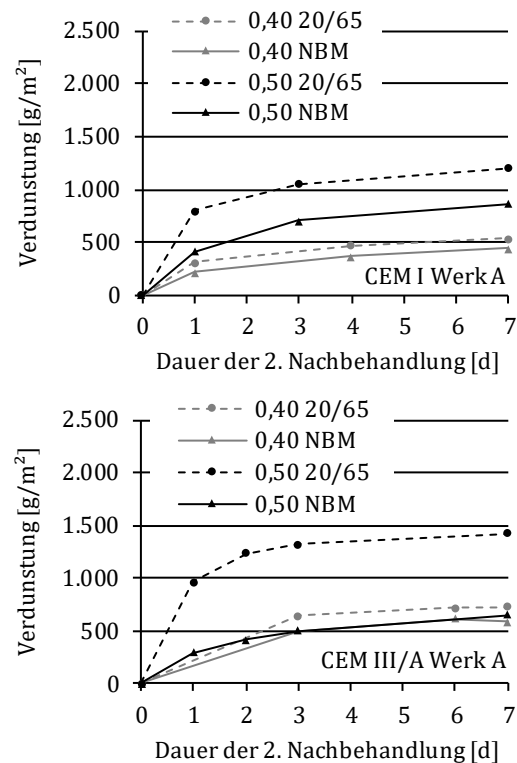


Abbildung 54: Mittlere Verdunstung des Waschbetons (Beton 1, w/z=0,40, Zemente Werk A) ab dem Zeitpunkt der 2. Nachbehandlung

Sowohl beim CEM I als auch beim CEM III/A ist die Verdunstung des nicht nachbehandelten Betons mit w/z = 0,50 aufgrund der größeren Kapillarporosität und des höheren Wassergehalts am größten. Des Weiteren ist die Verdunstung des

Betons, auf den das Nachbehandlungsmittel aufgesprüht wurde, erwartungsgemäß in allen Fällen geringer als beim entsprechenden nicht nachbehandelten Beton. Dabei scheint die Wirkung des Nachbehandlungsmittels bei einem Wasserzementwert von 0,50 größer zu sein. In **Tabelle 19** ist dazu die aus der Verdunstung im Alter von sieben Tagen ermittelte Sperrwirkung des Nachbehandlungsmittels angegeben. Die Ermittlung der Sperrwirkung erfolgte in Anlehnung an die in Abschnitt 3 beschriebene Bestimmung des Sperrkoeffizienten.

Tabelle 19: Aus der Verdunstung der Betone ermittelte Sperrwirkung des Nachbehandlungsmittels (NBM); Bezugswert: Verdunstung nach sieben Tagen

w/z = 0,40	
	s [%]
CEM I	16,7
CEM III/A	19,3
w/z = 0,50	
	s [%]
CEM I	27,8
CEM III/A	53,9

Die ermittelten Sperrwirkungen liegen weit unter dem Sperrkoeffizienten des Nachbehandlungsmittels, das als Mittels des Typs VM mindestens einen Sperrkoeffizienten in Höhe von 85 % aufzuweisen hat. Grund dafür ist, dass für die Bestimmung des Sperrkoeffizienten nach TL NBM abweichende Randbedingungen, wie z. B. die Betonzusammensetzung, die klimatischen Bedingungen und der Prüfzeitpunkt vorliegen. Zusammenfassend kann bezüglich der gewählten Nachbehandlungsmaßnahmen festgehalten werden, dass das Ziel, eine unterschiedliche Wasserverdunstung zu erzeugen, erreicht wurde. Inwieweit damit eine Beeinflussung der Hydratation verbunden ist, zeigen die Ergebnisse der Härteprüfung. In **Abbildung 56** sind zunächst die Ergebnisse der CEM-I-Betone dargestellt. Die Druckfestigkeiten der Betone im Alter von 28 Tagen betrug 53,9 N/mm² (w/z = 0,40) und 40,5 N/mm² (w/z = 0,50).

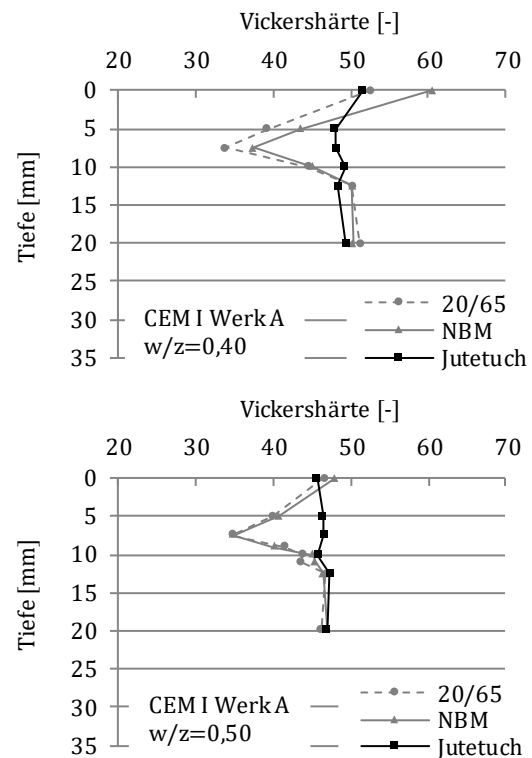


Abbildung 55: Mittlere Vickershärte des Waschbetons (CEM I Werk A), Prüfalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

Bei einem Wasserzementwert von 0,40 ist der Verlauf der Vickershärte für den mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelten Beton über die Tiefe mit einem Wert von rd. 49 nahezu konstant, da durch das Abdecken mit einem feuchten Jutetuch im oberflächennahen Bereich kein Wasser infolge Verdunstung verloren geht und die Hydratation ungestört erfolgen kann. Der unmittelbar unter der Oberfläche vorliegende Wert ist aufgrund einer Carbonatisierungsreaktion höher als in den übrigen Tiefenstufen, vgl. **Tabelle 20**. Der nicht nachbehandelte (20/65) sowie der mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelte Beton (NBM) weisen einen vergleichbaren Verlauf auf. Unmittelbar unter der Oberfläche sind die Vickershärten beider Betone infolge der Carbonatisierung hoch und nehmen bis zu einer Tiefe von 7,5 mm kontinuierlich ab. Bis zu dieser Tiefe zeigt sich eine positive Wirkung des Nachbehandlungsmittels. In dieser Tiefe liegt für beide Betone die geringste Vickershärte vor, da zum einen der Einfluss aus der Carbonatisierung nicht mehr vorhanden ist und zum anderen die Wasserverdunstung zu einer gestörten Hydratation und somit zu einer geringeren Vickershärte geführt hat. In einer Tiefe von 7,5 mm beträgt die Vickershärte beim nicht nachbehandelten Beton mit 33,9 69 % und beim NBM-Beton mit einem 37,4 76 % von der des Kernbetons (HV = 49).

Tabelle 20: Max. Carbonatisierungstiefe der Waschbetone mit CEM I Werk A

Waschbeton (Beton 1) mit CEM I Werk A	max d_{c_2} [mm]
w/z = 0,40, 20/65	2,5
w/z = 0,40, NBM	1,6
w/z = 0,40, Jutetuch	1,0
w/z = 0,50, 20/65	3,0
w/z = 0,50, NBM	3,0
w/z = 0,50, Jutetuch	1,3

Ab einer Tiefe von 7,5 mm nehmen die Härten wieder zu, da der Wasserverlust infolge Verdunstung ab- und die Hydratation wieder zunimmt. Ab einer Tiefe von 12,5 mm sind die Härten aller Betone nahezu gleich. Ein Einfluss der Nachbehandlung ist nicht mehr feststellbar. Die im Kernbeton vorliegende Vickershärte liegt mit einem Wert von rd. 49 für diesen Beton in einer zu erwartenden Größenordnung. Nach **Gleichung 14** (S. 42) ergibt sich eine Vickershärte von 51.

Für den mit einem Wasserzementwert von 0,50 hergestellten CEM-I-Beton zeigt sich ein vergleichbares Bild. Auch hier ist bei dem mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelten Beton der Verlauf der Vickershärte über die Tiefe nahezu konstant und ist mit rd. 46,5 niedriger als die Vickershärte bei w/z = 0,40. Die Verläufe der Vickershärte des nicht nachbehandelten Betons und des Betons, der mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelt wurde, zeigen einen nahezu identischen Verlauf. Auch hier sind die Vickershärten in einer Tiefe von 7,5 mm am geringsten. In dieser Tiefe beträgt die Vickershärte beim nicht nachbehandelten bzw. mit NBM nachbehandelten Beton mit 34,8 75 % von der des Kernbetons (HV = 46,5). Interessant ist dabei, dass sich in einer Tiefe von 7,5 mm die Vickershärten bei w/z = 0,50 nicht von der Vickershärte bei w/z = 0,40 unterscheiden, obwohl im Kernbeton der Unterschied rd. 3 beträgt. Es scheint, als habe die Austrocknung der Betone dazu geführt, dass in einer Tiefe von 7,5 mm die Hydratation frühzeitig unterbrochen wurde und sich kein wasserzementwertentsprechendes Gefüge ausbilden konnte. Ab einer Tiefe von 10 mm sind die Vickershärten aller Betone mit rd. 46,5 vergleichbar. Ein Wert von 46,5 ist allerdings für einen Wasserzementwert von 0,50 höher als nach **Gleichung 14** zu erwarten ist. Hiernach ergibt sich ein Wert von 40,5. Aufgrund der höheren Kapillarpo-

rosität sind bei w/z = 0,50 die Carbonisierungstiefen größer als beim Beton mit w/z = 0,40, **Tabelle 20**. Diese liegen ebenfalls oberhalb der betrachteten Tiefe von 7,5 mm, so dass in dieser Tiefe von keiner Beeinflussung infolge Carbonatisierung ausgegangen wird.

Zur Bewertung der Nachbehandlungsmaßnahmen werden nachfolgend aus den Ergebnissen ein Nachbehandlungsfaktor k_{NB} sowie ein fiktiver Wasserzementwert w/z_{fiktiv} ermittelt. Diese beziehen sich auf die in einer Tiefe von 7,5 mm ermittelten Vickershärten, da dort der größte Einfluss der Nachbehandlung festgestellt wurde. Der Nachbehandlungsfaktor wird aus dem Quotienten der Vickershärte in einer Tiefe von 7,5 mm und der Vickershärte des Kernbetons gebildet. Die Vickershärte des Kernbetons ergibt sich aus dem Mittelwert der Vickershärte in einer Tiefe von $\geq 12,5$ mm, da in diesen Tiefen kein Nachbehandlungseinfluss mehr vorliegt:

Nachbehandlungsfaktor k_{NB}

CEM I Werk A w/z = 0,40

20/65

$$k_{NB} = 33,9/50,7 = 0,67 \quad \text{Gleichung 35}$$

NBM

$$k_{NB} = 37,4/50,2 = 0,74 \quad \text{Gleichung 36}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 48,2/48,8 = 0,99 \quad \text{Gleichung 37}$$

CEM I Werk A w/z = 0,50

20/65

$$k_{NB} = 34,7/46,1 = 0,75 \quad \text{Gleichung 38}$$

NBM

$$k_{NB} = 34,8/46,9 = 0,74 \quad \text{Gleichung 39}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 46,6/47,0 = 0,99 \quad \text{Gleichung 40}$$

Der fiktive Wasserzementwert w/z_{fiktiv} wird für Beton 1 mit dem CEM I des Werks A aus **Gleichung 14** berechnet:

Fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} **CEM I Werk A $w/z = 0,40$**

20/65

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (50,7 - 94,853) / (-108,77) = 0,41$$

Gleichung 41

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (33,9 - 94,853) / (-108,77) = 0,56$$

Gleichung 42

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,56 - 0,41 = 0,15$$

Gleichung 43

NBM

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (50,2 - 94,853) / (-108,77) = 0,41$$

Gleichung 44

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (37,4 - 94,853) / (-108,77) = 0,53$$

Gleichung 45

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,53 - 0,41 = 0,12$$

Gleichung 46

Jutetuch

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (48,8 - 94,853) / (-108,77) = 0,42$$

Gleichung 47

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (48,2 - 94,853) / (-108,77) = 0,43$$

Gleichung 48

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,43 - 0,42 = 0,01$$

Gleichung 49

CEM I Werk A, $w/z = 0,50$

20/65

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (46,4 - 94,853) / (-108,77) = 0,45$$

Gleichung 50

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (34,7 - 94,853) / (-108,77) = 0,55$$

Gleichung 51

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,55 - 0,45 = 0,10$$

Gleichung 52

NBM

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (46,6 - 94,853) / (-108,77) = 0,44$$

Gleichung 53

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (34,8 - 94,853) / (-108,77) = 0,55$$

Gleichung 54

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,55 - 0,44 = 0,11$$

Gleichung 55

Jutetuch

$$w/z_{\text{fiktiv, Kern}} = (47,0 - 94,853) / (-108,77) = 0,44$$

Gleichung 56

$$w/z_{\text{fiktiv, 7,5 mm}} = (46,6 - 94,853) / (-108,77) = 0,44$$

Gleichung 57

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,44 - 0,44 = 0,00$$

Gleichung 58

Aus den Gleichungen lässt sich nun beispielsweise ablesen, dass bei Nachbehandlung mit einem feuchten Jutetuch stets die höchste Nachbehandlungsgüte mit einem k_{NB} von rd. 1,0 erreicht wird. Oder aber, dass ohne Nachbehandlung (20/65) infolge des Wasserverlusts die Hydratation zum Erliegen kommt bzw. so weit verlangsamt wird, dass im Alter von 28 Tagen in der Tiefe von 7,5 mm ein Zementsteingefüge vorliegt, dessen Vickershärte einem Wasserzementwert entspricht, der um 0,15 höher als der des Kernbetons ist (**Gleichung 43**). Da der Beton mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt wurde, entspricht somit das Gefüge im Randbereich einem Wasserzementwert von 0,55. Übertragen auf die Druckfestigkeit entspricht diese Erhöhung des Wasserzementwerts eine Verringerung um rd. 30 N/mm² (ableitbar aus **Abbildung 39**), was einer Abnahme um rd. 60 % entspricht.

Die Ergebnisse der Härteprüfung des CEM-III-Betons sind in **Abbildung 56** dargestellt. Die Druckfestigkeiten der Betone im Alter von 28 Tagen betrug 67,7 N/mm² ($w/z = 0,40$) und 39,4 N/mm² ($w/z = 0,50$).

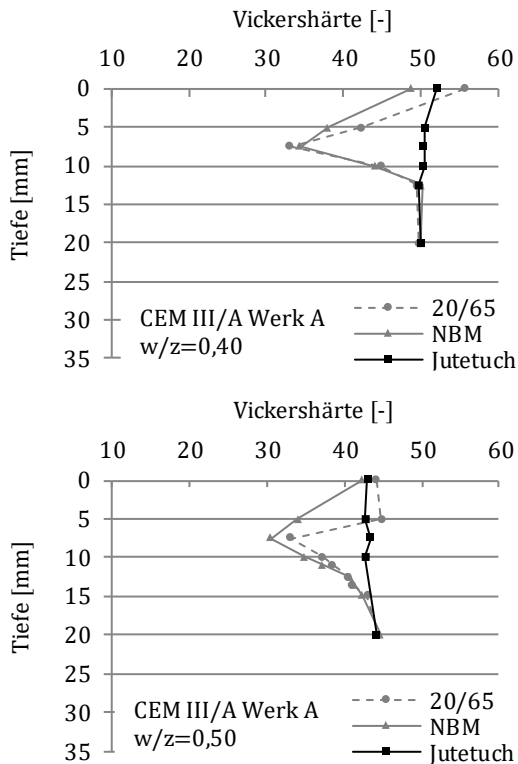


Abbildung 56: Mittlere Vickershärte des Waschbetons (Beton 1) mit CEM III/A Werk; Prüfalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

Bei einem Wasserzementwert von 0,40 sind die Verläufe der Vickershärten mit denen des CEM-I-Betons vergleichbar. Anders als beim CEM-I-Beton ist in einer Tiefe von 0 und 5 mm die Vickershärte des nicht nachbehandelten (20/65) Betons größer als die des mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Betons. Möglicherweise wird die Vickershärte in diesem Fall von der beim nicht nachbehandelten Beton stärkeren Carbonatisierung dominiert, **Tabelle 21**. Da es auch unterhalb der maximalen Carbonatisierungstiefe bereits zur Bildung von Calciumcarbonat kommt, liegt dieser Effekt auch in einer Tiefe von 5 mm vor.

Tabelle 21: Max. Carbonatisierungstiefe des Waschbetons mit CEM III/A Werk A

Waschbeton (Beton 1) mit CEM III/A Werk A	max d_{c2} [mm]
w/z = 0,40, 20/65	2,5
w/z = 0,40, NBM	1,8
w/z = 0,40, Jutetuch	1,2
w/z = 0,50, 20/65	3,0
w/z = 0,50, NBM	2,0
w/z = 0,50, Jutetuch	1,6

Auch beim CEM-III-Beton ist die Vickershärte in einer Tiefe von 7,5 mm am geringsten. In dieser Tiefe beträgt die Vickershärte beim nicht nachbehandelten bzw. mit NBM nachbehandelten Beton mit 33,2 (NBM) bzw. 34,4 (20/65) 66,4 % (NBM) bzw. 68,8 % (20/65) von der des Kernbetons (HV = 50,0). Ab einer Tiefe von 12,5 mm ist kein Einfluss der Nachbehandlung mehr vorhanden. Die Vickershärte beträgt im Kernbeton rd. 50 und liegt in einer zu erwartenden Größenordnung, da nach **Gleichung 15** die Vickershärte bei einem Wasserzementwert von 0,40 48,5 beträgt. Auch bei einem Wasserzementwert von 0,50 zeigt sich im oberflächennahen Bereich eine höhere Vickershärte des nicht nachbehandelten Betons im Vergleich zu dem mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Beton. Hier führt anscheinend die Carbonatisierungstiefe aufgrund der höheren Kapillarporosität zu einer Vickershärte, die auch in einer Tiefe von 5 mm den Wert erreicht, der unmittelbar unter der Oberfläche vorliegt. Mit zunehmender Tiefe wird der Einfluss aus der Carbonatisierung geringer und ist in einer Tiefe von 12,5 mm abgeklungen. Auch bei einem Wasserzementwert von 0,50 ist die Vickershärte in einer Tiefe von 7,5 mm am geringsten. Sie beträgt in dieser Tiefe beim nicht nachbehandelten bzw. mit NBM nachbehandelten Beton mit 30,5 (NBM) bzw. 33,1 (20/65) 69,1 % (NBM) bzw. 75,1 % (20/65) von der des Kernbetons (HV = 44,1). Auch beim CEM III zeigt sich, dass sich in einer Tiefe von 7,5 mm die Vickershärten bei w/z = 0,50 nicht von der Vickershärte bei w/z = 0,40 unterscheiden, wohingegen der Unterschied im Kernbeton rd. 6 beträgt. Bei einem Wasserzementwert von 0,50 zeigt sich zudem eine höhere Nachbehandlungsempfindlichkeit, die in einer größeren Beeinflussung der Vickershärte über die Tiefe zum Ausdruck kommt. Bei w/z = 0,50 wird ohne bzw. Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmittel erst

in einer Tiefe von 20 mm der Wert des Kernbetons erreicht. Wie auch beim CEM I ist die Vickershärte im Kernbeton ist mit einem Wert von 44 ebenfalls höher als sich aus **Gleichung 15** ergibt. Hiernach beträgt die Vickershärte 37,7. Analog zum Vorgehen beim CEM-I-Beton sind nachfolgend die Nachbehandlungsfaktoren sowie die fiktiven Wasserzementwerte dargestellt.

Nachbehandlungsfaktor k_{NB}

CEM III/A Werk A w/z = 0,40

20/65

$$k_{NB} = 33,2 / 49,7 = 0,67 \quad \text{Gleichung 59}$$

NBM

$$k_{NB} = 34,4 / 50,1 = 0,69 \quad \text{Gleichung 60}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 50,4 / 49,9 = 1,01 \quad \text{Gleichung 61}$$

CEM III/A Werk A w/z = 0,50

20/65

$$k_{NB} = 33,1 / 44,4 = 0,75 \quad \text{Gleichung 62}$$

NBM

$$k_{NB} = 30,5 / 44,1 = 0,69 \quad \text{Gleichung 63}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 43,3 / 44,7 = 0,97 \quad \text{Gleichung 64}$$

Der fiktive Wasserzementwert w/z_{fiktiv} wird für Beton 1 mit dem CEM III/A des Werks A aus **Gleichung 15** berechnet:

Fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv}

CEM III/A Werk A w/z = 0,40

20/65

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (49,7 - 91,422) / (-107,4) = 0,42 \quad \text{Gleichung 65}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (33,2 - 91,422) / (-107,4) = 0,54 \quad \text{Gleichung 66}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,54 - 0,42 = 0,13 \quad \text{Gleichung 67}$$

NBM

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (50,1 - 91,422) / (-107,4) = 0,41 \quad \text{Gleichung 68}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (34,4 - 91,422) / (-107,4) = 0,53 \quad \text{Gleichung 69}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,53 - 0,41 = 0,12 \quad \text{Gleichung 70}$$

Jutetuch

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (49,9 - 91,422) / (-107,4) = 0,41 \quad \text{Gleichung 71}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (50,4 - 91,422) / (-107,4) = 0,38 \quad \text{Gleichung 72}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,38 - 0,41 = -0,03 \quad \text{Gleichung 73}$$

CEM III/A Werk A w/z = 0,50

20/65

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (44,4 - 91,422) / (-107,4) = 0,46 \quad \text{Gleichung 74}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (33,1 - 91,422) / (-107,4) = 0,54 \quad \text{Gleichung 75}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,54 - 0,46 = 0,08 \quad \text{Gleichung 76}$$

NBM

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (44,1 - 91,422) / (-107,4) = 0,47 \quad \text{Gleichung 77}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (30,5 - 91,422) / (-107,4) = 0,57 \quad \text{Gleichung 78}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,57 - 0,47 = 0,10 \quad \text{Gleichung 79}$$

Jutetuch

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (44,7 - 91,422) / (-107,4) = 0,46 \quad \text{Gleichung 80}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (43,3 - 91,422) / (-107,4) = 0,45 \quad \text{Gleichung 81}$$

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,45 - 0,46 = -0,01$$

Gleichung 82

Wie auch beim CEM-I-Beton lässt sich nun schlussfolgern, dass bei einem Wasserzementwert von 0,40 bei mangelnder Nachbehandlung in der Tiefe von 7,5 mm ein Zementsteingefüge vorliegt, dessen Vickershärte im Alter von 28 Tagen einem Wasserzementwert entspricht, der um 0,13 höher als der des Kernbetons ist (**Gleichung 67**). Da der Beton mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt wurde, entspricht somit das Gefüge im Randbereich einem Wasserzementwert von 0,53. Übertragen auf die Druckfestigkeit entspricht diese Erhöhung des Wasserzementwerts eine Verringerung um 27 N/mm² (ableitbar aus **Abbildung 39**).

Neben einem fiktiven Wasserzementwert lässt sich auch den Vickershärten auch ein fiktives Betonalter des Randbereichs ermitteln. Dazu werden die Verläufe der Vickershärte aus Kapitel 6.2 (**Gleichung 20** (CEM I) und **Gleichung 21** (CEM III/A)) herangezogen. Da für die in Kapitel 6.2 durchgeführten Untersuchungen der Beton mit einem Wasserzementwert von 0,43 hergestellt wurde, wurde zur Übertragung der Ergebnisse folgender Ansatz gewählt: Unter der Annahme, dass die Charakteristik des Vickershärteverlaufs unabhängig vom Wasserzementwert gleich bleibt, wird dieser vertikal verschoben, bis er die 28-Tage-Werte der Vickershärte im Kernbereich durchläuft, **Abbildung 57**. Die Vickershärte des Kernbereichs wurde dabei als Mittelwert der Proben 20/65, 20/65 NBM und *Jutetuch* (vgl. **Abbildung 55** (CEM I) und **Abbildung 56** (CEM III/A) in einer Tiefe von 20 mm gebildet.

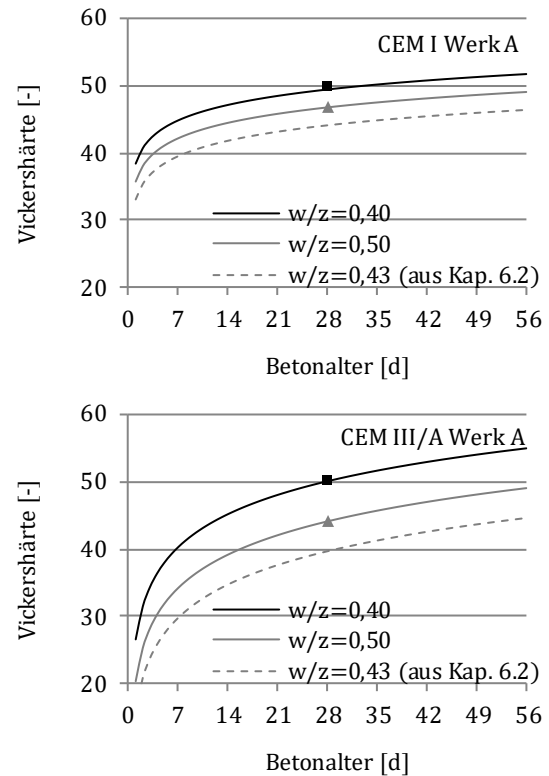


Abbildung 57: Beton 1 mit CEM I und CEM III/A des Werks A: Verlauf der Regression aus Kapitel 6.2 mit $w/z = 0,43$ sowie die 28-Tage-Werte des Kernbereichs bei $w/z = 0,40$ und $w/z = 0,50$ und die aus vertikaler Verschiebung resultierenden Vickershärteverläufe

Wie in **Abbildung 55** festgestellt, ist für beide Zemente die Vickershärte im Kernbereich bei einem Wasserzementwert von 0,50 höher als rechnerisch zu erwarten wäre. Als Folge davon liegen die Verläufe oberhalb des Wasserzementwerts von 0,43. Anhand der Funktionsgleichungen der Verläufe kann nun das fiktive Betonalter in einer Tiefe von 7,5 mm ermittelt werden:

Fiktives Betonalter t_{fiktiv}

CEM I Werk A $w/z = 0,40$

20/65

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 38,5)/3,31) = 0,3 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 33,9$$

Gleichung 83

NBM

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 38,5)/3,31) = 0,7 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 37,4$$

Gleichung 84

Jutetuch

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 38,5) / 3,31) = 18,7 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 48,2$$

Gleichung 85

CEM III/A Werk A w/z = 0,50

20/65

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 20,5) / 7,09) = 5,9 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 33,1$$

Gleichung 92

CEM I Werk A w/z = 0,50

20/65

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 38,5) / 3,31) = 0,7 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 34,7$$

Gleichung 86

NBM

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 20,5) / 7,09) = 4,1 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 30,5$$

Gleichung 93

NBM

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 35,7) / 3,31) = 0,8 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 34,8$$

Gleichung 87

Jutetuch

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 20,5) / 7,09) = 25,1 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 43,3$$

Gleichung 94

Jutetuch

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 38,5) / 3,31) = 27,0 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 46,6$$

Gleichung 88

Tabelle 22 fasst alle Ergebnisse der Untersuchungen des CEM-I und des CEM-III-Betons zusammen. Da in Kapitel 6.2 zur Bestimmung des altersabhängigen Verlaufs der Vickershärte das geringste Alter 3 Tage betrug, führt möglicherweise eine Extrapolation der Altersermittlung unterhalb eines Alters von 3 Tagen zu einer zu großen Ungenauigkeit. Sofern die Berechnung des fiktiven Betonalters einen Wert von < 3 d ergab, wird **Tabelle 22** nicht das fiktive Alter sondern die Bezeichnung „< 3 d“ angegeben.

CEM III/A Werk A w/z = 0,40

20/65

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 26,5) / 7,09) = 2,6 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 33,2$$

Gleichung 89

NBM

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 26,5) / 7,09) = 3,1 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 34,4$$

Gleichung 90

Jutetuch

$$t_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = \text{EXP}((\text{HV}(7,5 \text{ mm}) - 26,5) / 7,09) = 29,2 \text{ d; mit HV}(7,5 \text{ mm}) = 50,4$$

Gleichung 91

Tabelle 22: Aus der Härteprüfung ermittelte Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte $\Delta w/z_{fiktiv}$ und das fiktive Betonalter t_{fiktiv} der Waschbetone, betrachtete Tiefe: 7,5 mm)

		k_{NB}	$\Delta w/z_{fiktiv}$	t_{fiktiv}	
		[-]	[-]	[d]	
CEM I	20/65	0,67	0,15	<3	
	NBM	0,74	0,12	<3	
	Jute-tuch	0,99	0,01	18,7	
0,40	20/65	0,67	0,13	<3	
	CEM III/A	NBM	0,69	0,12	3,1
	Jute-tuch	1,01	-0,03	29,2	
CEM I	20/65	0,75	0,10	<3	
	NBM	0,74	0,11	<3	
	Jute-tuch	0,99	0,00	26,9	
0,50	20/65	0,75	0,08	5,9	
	CEM III/A	NBM	0,69	0,10	4,1
	Jute-tuch	0,97	-0,01	25,1	

Die Untersuchungen haben ergeben, dass die Nachbehandlung mit einem feuchten Jutetuch unabhängig vom Wasserzementwert und der Zementart zu den höchsten Härten geführt hat. In der von der Nachbehandlung am stärksten betroffenen Tiefe von 7,5 mm waren die Härten stets mit denen des Kernbetons vergleichbar. Die mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Betone wiesen trotz ihrer Sperrwirkung nur vereinzelt höhere Härten als die entsprechenden nicht nachbehandelte Betone auf. Ein signifikanter Einfluss des Wasserzementwerts auf die Nachbehandlungsempfindlichkeit kann aus den Untersuchungen nicht abgeleitet werden. Die Betone, die mit einem Wasserzementwert von 0,50 hergestellt wurden, weisen vergleichbare Ergebnisse wie die Betone, die mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt wurden auf.

In **Abbildung 58** sind die Wasserabgabe infolge Verdunstung der Betone während der unterschiedlichen Nachbehandlungsmaßnahmen und die Nachbehandlungskoeffizienten gegenübergestellt.

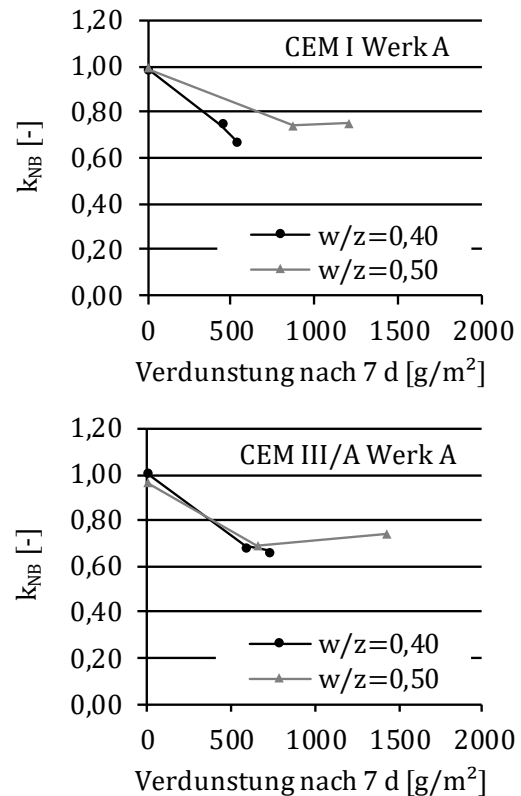


Abbildung 58: Gegenüberstellung der Verdunstung während der Nachbehandlung und dem Nachbehandlungskoeffizienten k_{NB} (Beton 1 mit CEM I und CEM III/A des Werk A für $w/z=0,40$ und $w/z=0,50$)

Die Verläufe verdeutlichen, dass kein linearer Zusammenhang zwischen verdunsteter Wassermenge und der Betongüte im Randbereich besteht. Es scheint, als würde in der betrachteten Tiefe durch die Austrocknung der Wassergehalt einen Grenzwert erreichen, unterhalb dessen auch bei weiterer Austrocknung keine weitere Hydratation mehr stattfinden kann. Die im Rahmen der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands erfolgende kapillare Aufnahme der Prüflösung (vor Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung) ist in **Abbildung 59** (CEM I) und **Abbildung 60** (CEM III/A) dargestellt. Es zeigt sich für beide Zemente, dass die Aufnahme an Natriumchloridlösung mit steigender Nachbehandlungsgüte abnimmt. Die aufgenommene Wassermenge ist bei einem Wasserzementwert von 0,50 deutlich höher als bei 0,40.

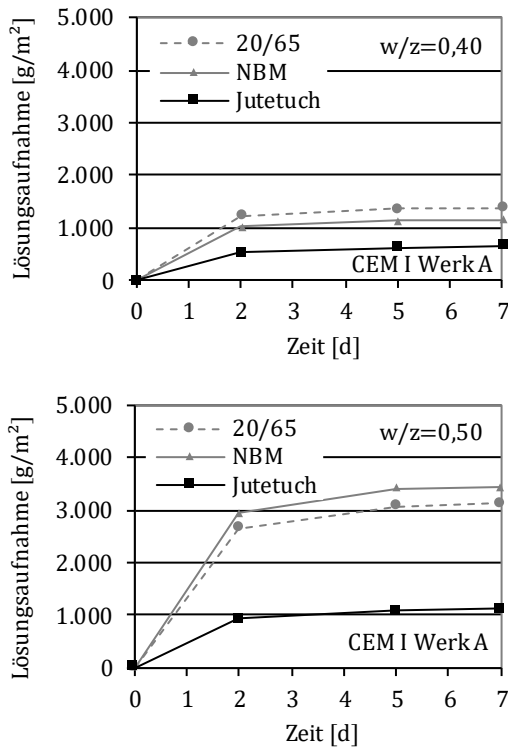


Abbildung 59: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands der Waschbetontextur in Anlehnung an den CDF-Test: Mittelwerte der Aufnahme an Natriumchloridlösung während der Vorlagerung (Beton 1 mit CEM I)

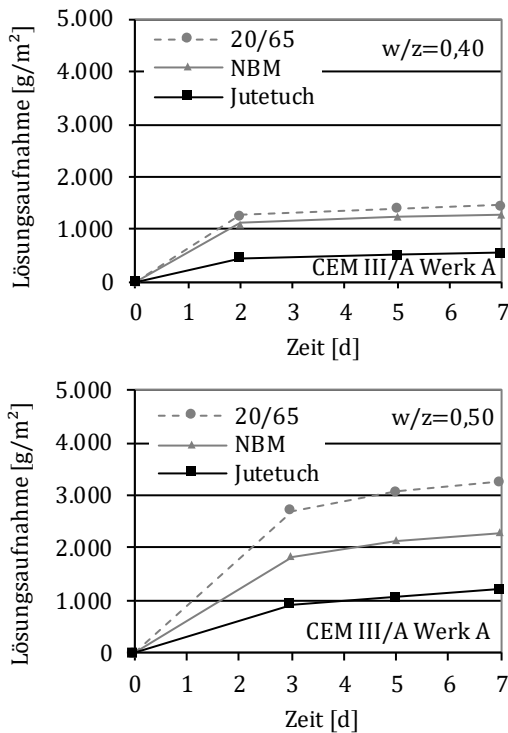


Abbildung 60: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands der Waschbetontextur in Anlehnung an den CDF-Test: Mittelwerte der Aufnahme an Natriumchloridlösung während der Vorlagerung (Beton 1 mit CEM III/A)

In **Abbildung 61** (CEM I) und **Abbildung 62** (CEM III/A) sind die Abwitterungen der Betone dargestellt.

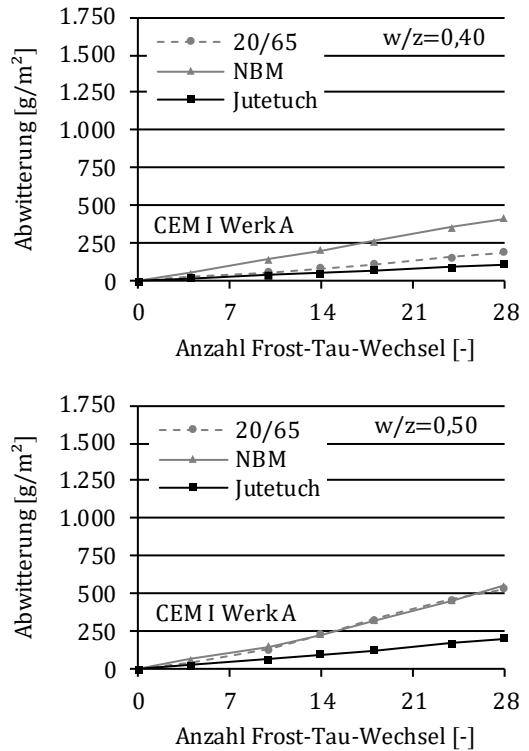


Abbildung 61: Mittlere Abwitterung von Beton 1 mit CEM I in Abhängigkeit der Nachbehandlung; Prüfalter: 28 d; Prüffläche: Waschbetontextur

Beim CEM-I-Beton mit $w/z = 0,40$ ist kein Einfluss der Nachbehandlung zu beobachten. Die Abwitterungen der Betone sind mit $< 500 \text{ g/m}^2$ sehr gering. Eine Erhöhung des Wasserzementwerts auf $0,50$ führt beim CEM-I-Beton zu keiner signifikanten Steigerung der Abwitterungen. Sie liegen nur geringfügig höher als bei $w/z = 0,40$. Bei $w/z = 0,50$ hingegen ist ein Nachbehandlungseinfluss vorhanden. Insgesamt kann der CEM-I-Beton als unempfindlich gegenüber der hier betrachteten Nachbehandlung sowie den hier betrachteten Wasserzementwerten gesehen werden.

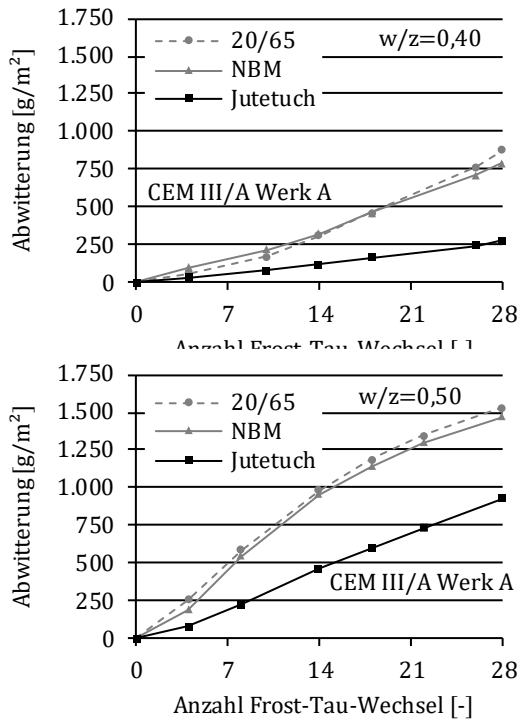


Abbildung 62: Mittlere Abwitterung von Beton 1 mit CEM III/A in Abhängigkeit der Nachbehandlung; Prüfalter: 28 d; Prüflfläche: Waschbetontextur

Im Vergleich zum CEM-I-Beton weist der CEM-III-Beton mit $w/z = 0,40$ erwartungsgemäß deutlich höhere Abwitterungen bei mangelnder Nachbehandlung sowie bei Verwendung des Nachbehandlungsmittels auf. Beim Jutetuch-Beton hingegen sind die Abwitterungen mit denen des CEM-I-Betons vergleichbar, wie es auch in den Untersuchungen von *Gehlen*¹²⁶ beobachtet wurde. Die Nachbehandlungsempfindlichkeit des CEM-III-Betons zeigt sich ebenfalls bei $w/z = 0,50$. Hier erreichen die Abwitterungen bei 20/65 und 20/65 NBM nach 28 Frost-Tauwechseln 1500 g/m^2 . Auch die Abwitterungen des Jutetuch-Betons sind nach 28 Frost-Tauwechseln mit rd. 1000 g/m^2 deutlich höher als beim geringeren Wasserzementwert. Wie auch bei der Vickershärte beobachtet, sind die Ergebnisse der nicht nachbehandelten Betone nahezu identisch mit denen des Betons, der mit dem Nachbehandlungsmittel nachbehandelt wurde. Unter der Annahme, dass die hier ermittelten Abwitterungen in der Praxis auftreten, wird im Folgenden der Frost-Tausalz-Widerstand der Betone auf die Gebrauchseigenschaften der Oberfläche übertragen.

Da bei der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands vorwiegend die Matrix des Betons abwittert, wird zunehmend grobe Gesteinskörnung freigelegt und die Texturtiefe nimmt zu. Dies ist für die Griffigkeit der Oberfläche vorteilhaft, da eine größere Texturtiefe eine bessere Drainage des Wassers ermöglicht. Hinsichtlich der akustischen Eigenschaften haben Untersuchungen¹²⁷ gezeigt (vgl. Kapitel 2.3), dass bei Waschbetontexturen eine zunehmende Texturtiefe mit einer Zunahme des Vorbeirollpegels verbunden ist.

Abbildung 63 (CEM I) und **Abbildung 64** (CEM III/A) zeigen die Zunahme der mit dem Sandfleckverfahren ermittelten Texturtiefe und der daraus resultierenden Zunahme des Vorbeirollpegels gemäß **Gleichung 5**.

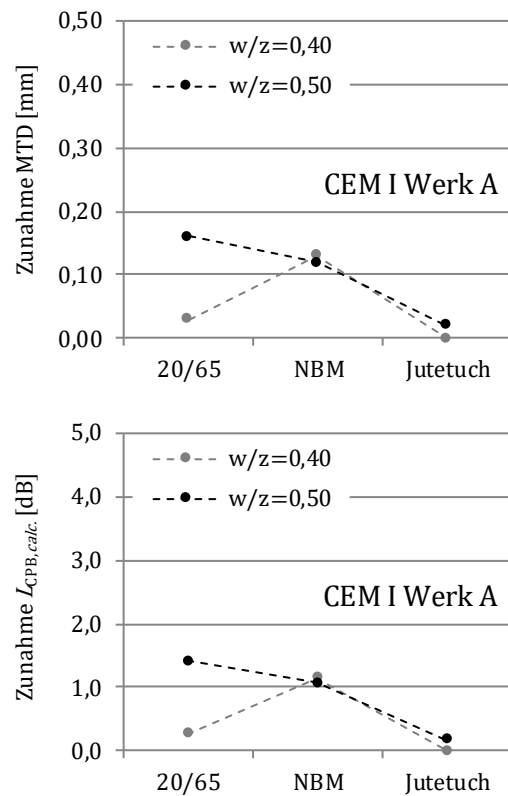


Abbildung 63: Beton 1 mit CEM I: Mittlere Zunahme der Texturtiefe infolge der Abwitterung sowie die nach Gleichung 5 berechnete Zunahme des Vorbeirollpegels

¹²⁶ Gehlen: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen: S. 39.

¹²⁷ Gehlen: Bewertung und Optimierung der Grobtextur von Waschbetonfahrbahndecken

Aufgrund der geringen Abwitterungen des CEM-I-Betons nehmen die Texturtiefen nur geringfügig zu. Die damit verbundene Erhöhung des Vorbeirollpegels liegt bei maximal 1,4 dB ($w/z=0,50$, 20/65).

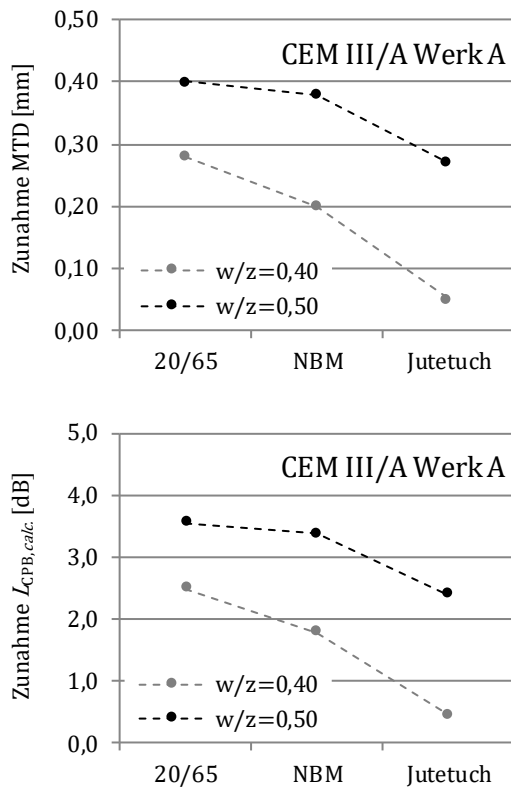


Abbildung 64: Beton 1 mit CEM III/A: Mittlere Zunahme der Texturtiefe infolge der Abwitterung sowie die nach Gleichung 5 berechnete Zunahme des Vorbeirollpegels

Da beim CEM-III-Beton bei mangelnder Nachbehandlung die Abwitterungen im Vergleich zum CEM-I-Beton wesentlich höher sind, ist auch die Zunahme der Texturtiefe entsprechend größer. Bei einem Wasserzementwert von 0,40 resultiert daraus eine Zunahme des Vorbeirollpegels von bis zu 2,5 dB (20/65). Da Waschbeton ein D_{Stro} -Wert von -2 dB(A) zugeschrieben ist, würde dies in diesem Fall bedeuten, dass beim CEM-III-Beton bei mangelnder Nachbehandlung die lärmindernden Eigenschaften gegebenenfalls vollständig verloren gehen. Bei einem Wasserzementwert von 0,50 beträgt die Zunahme des Vorbeirollpegels sogar bis zu 3,6 dB (20/65). Für die aus dem Frost-Tausalz-Widerstand abgeleiteten Veränderungen der Lärminderungseigenschaften ist zu beachten, dass in der Praxis die Frost-Tausalz-Beanspruchung von der Einwirkung aus

dem Verkehr überlagert wird. Insbesondere in den Sommermonaten dominiert die Einwirkung aus dem Verkehr, die durch den Verschleiß der groben Gesteinskörnung auch zu einer Abnahme der Texturtiefe führen kann. Die Ergebnisse der hier durchgeführten Untersuchungen sollen lediglich verdeutlichen, dass für eine dauerhafte Lärminderung eine dauerhafte Textur essenziell ist und diese durch die Nachbehandlung signifikant beeinflusst wird. Im Anschluss an den CDF-Test wurde an jeweils einer Probe der Betone mit einem Wasserzementwert von 0,40 nach entsprechender Vorbereitung die Vickershärte über die Tiefe ermittelt. Dazu wurde die Probe mit der maximalen Abwitterung gewählt, **Tabelle 23**.

Tabelle 23: Bestimmung der Vickershärte im Anschluss an den CDF-Test: Prüfpalter zum Zeitpunkt der Vickershärteprüfung und Abwitterung nach 28 Frost-Tau-Wechseln der untersuchten Proben

		Prüfpalter (Vickershärte)	Abwitterung nach 28 FTW
		[d]	[g/m ²]
CEM I Werk A	20/65		196
	NBM	84	481
	Jute- tuch		126
CEM III/A Werk A	0,40		1007
	NBM	76	849
	Jute- tuch		315

In **Abbildung 66** sind die Vickershärten nach der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands dargestellt. Zum Vergleich sind zusätzlich die Vickershärten der Betone im Alter von 28 Tagen (vor CDF) dargestellt (Anmerkung: Es werden Betone derselben Charge, nicht jedoch dieselben Proben verglichen). Die Ergebnisse zeigen, dass aufgrund des Frost-Tausalz-Angriffs nach dem CDF-Test unmittelbar unter der Oberfläche (0,0 mm) die Vickershärten sowohl beim CEM-I- als auch beim CEM-III-Beton deutlich niedriger als vor dem CDF-Test sind. Über die Tiefe klingt die Schädigung ab, bis bei rd. 10 mm ein vergleichbares Gefüge vorliegt. Beim CEM-I-Beton zeigt sich in dieser Tiefe – wie auch bei der Abwitterung – kein Einfluss aus der Nachbehandlung. Beim CEM-III-Beton hingegen zeigt sich unmittelbar unter der Oberfläche ein Einfluss der

Nachbehandlung. Wie auch der Verlauf der Abwitterungen zeigt, die Vickershärten bei 20/65 und 20/65 NBM vergleichbar und geringer als die des Jutetuch-Betons.

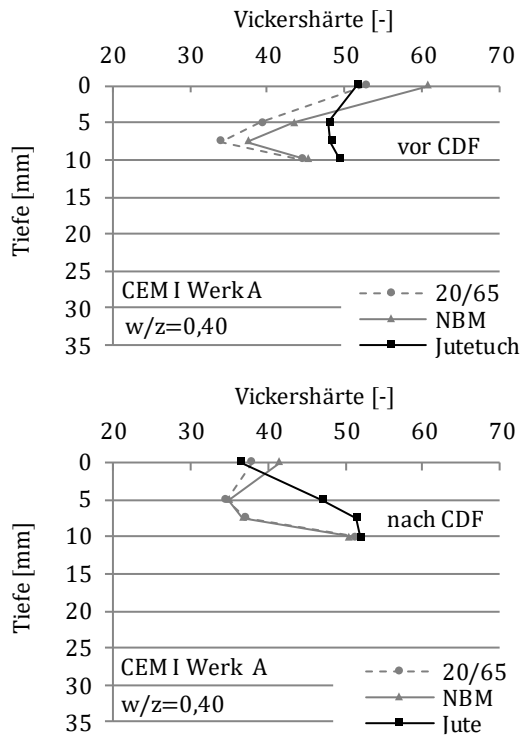


Abbildung 65: Mittlere Vickershärte von Beton 1 mit CEM I, $w/z=0,40$ vor und nach der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands

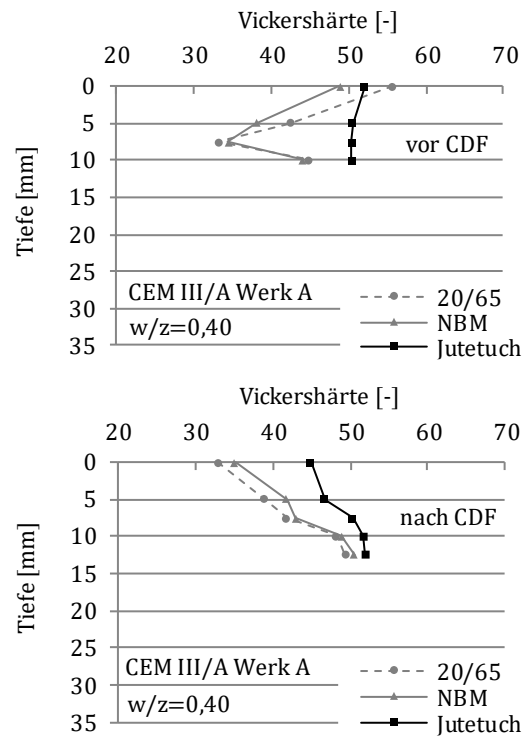


Abbildung 66: Mittlere Vickershärte von Beton 1 CEM III/A, $w/z=0,40$ vor und nach der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Waschbetone, die mit den Zementen des Werks B hergestellt wurden, dargestellt. Der Frischbetonluftporengehalt der Betone betrug 5,2 (CEM I) bzw. 6,0 Vol.-% (CEM II/B-S). Die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen betrug 51,1 (CEM I) bzw. 47,9 N/mm² (CEM II/B-S). **Abbildung 67** zeigt die nach dem Ausbürsten erfolgte Verdunstung der Betone. Bei dem mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelten Beton erfolgte keine Wasserabgabe. Daher ist für diesen Beton hier kein Verlauf dargestellt.

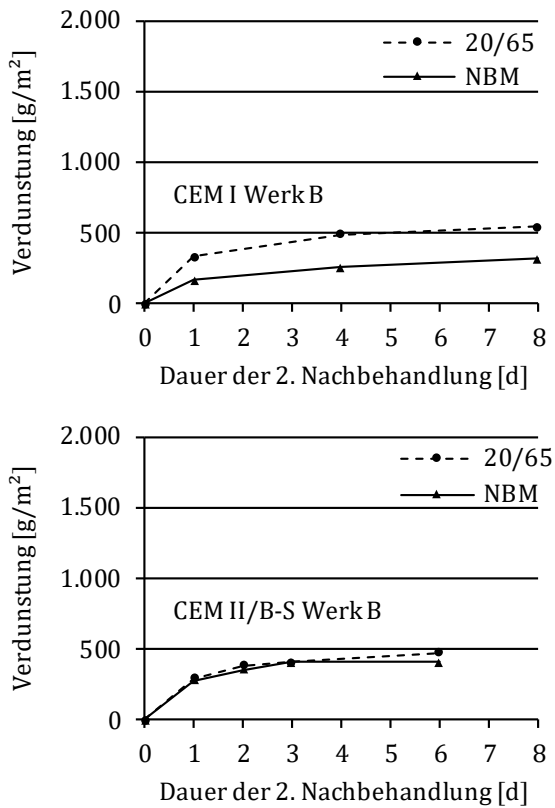


Abbildung 67: Mittlere Verdunstung des Waschbetons (Beton 1, w/z=0,40, Zemente Werk B) ab dem Zeitpunkt der 2. Nachbehandlung

Beim CEM I beträgt die Verdunstung des nicht nachbehandelten Betons nach acht Tagen rd. 540 g/m² und liegt damit im Bereich des entsprechenden CEM-I-Betons des Werks A (vgl. **Abbildung 54**). Durch das Nachbehandlungsmittel reduziert sich die Wasserabgabe auf rd. 320 g/m². Beim CEM II/B-S ist kein Einfluss des Nachbehandlungsmittels feststellbar. Hier ist die Verdunstung beider Betone gleich und liegt in der Größenordnung des nicht nachbehandelten CEM-I-Betons. **Tabelle 24** zeigt die maximale Carbonatisierungstiefe der Betone im Alter von 28 Tagen.

Tabelle 24: Max. Carbonatisierungstiefe (28 d) des Waschbetons (Beton 1, w/z=0,40, Zemente Werk B)

CEM I	max d _{c2} [mm]
20/65	3,0
NBM	1,5
Jutetuch	0,5
CEM II/B-S	max d _{c2} [mm]
20/65	4,0
NBM	4,0
Jutetuch	0,4

Hier zeigt sich beim CEM-I-Beton eine mit der Güte der Nachbehandlung abnehmende Carbonatisierungstiefe. Beim CEM-II-Beton hingegen ist wie auch bei der Verdunstung kein Unterschied für den nicht nachbehandelten und den mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Beton feststellbar. Wie auch bei den Zementen des Werks A ist die Carbonatisierungstiefe des hüttensandhaltigen Betons höher (vgl. **Tabelle 20**). Die Vickershärte der Betone zeigt eine Charakteristik, wie sie auch bei den Betonen, die mit den Zementen des Werks A hergestellt wurden (vgl. **Abbildung 55** und **Abbildung 56**), beobachtet wurde, **Abbildung 68**.

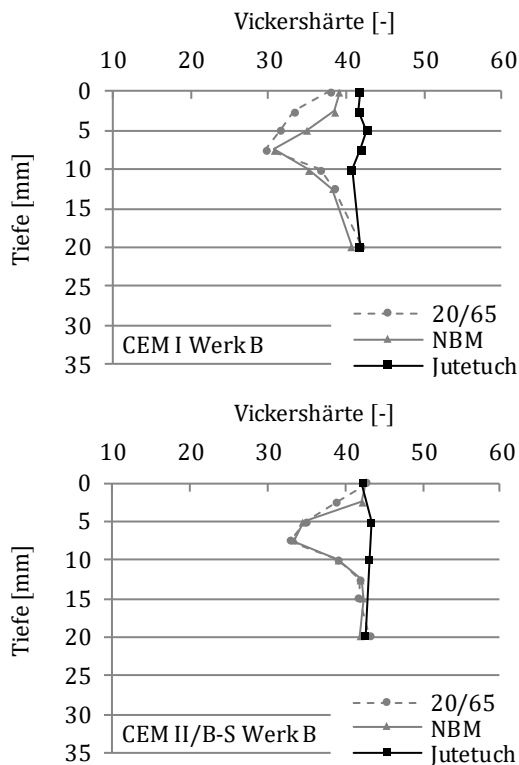


Abbildung 68: Mittlere Vickershärte des Waschbetons (Beton 1, $w/z=0,40$, Zemente Werk B); Prüfalter: 28 d, Prüfkraft: 5 N

Bis zu einer Tiefe von 7,5 mm weist der nicht nachbehandelte CEM-I-Beton eine geringfügig niedrigere Härte als der mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelte Beton auf, was mit der unterschiedlichen Verdunstung und der damit verbundenen unterschiedlichen Hydratation zurückzuführen ist. Ab einer Tiefe von 7,5 mm ist kein Einfluss des Nachbehandlungsmittels auf die Vickershärte mehr feststellbar. Die Verläufe des nicht nachbehandelten Betons und des mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Betons sind annähernd gleich und nehmen bis zu einer Tiefe von 20 mm kontinuierlich zu. In dieser Tiefe sind die Vickershärten der Betone gleich. Der mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelte Beton zeigt den einen nahezu vertikalen Verlauf der Vickershärte, was auf eine gleichmäßige Hydratation über die Tiefe schließen lässt. Beim CEM-II-Beton hingegen zeigt sich wie auch bei der Verdunstung kein Unterschied beim nicht nachbehandelten und beim mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Beton. Auch hier ist der Verlauf der Vickershärte beider Betone gleich. Die Vickershärten sind die mit denen des CEM-I-Betons vergleichbar. Die aus den Vickershärten ermittelten Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte

$\Delta w/z_{fiktiv}$ sind in **Tabelle 22** dargestellt. Die Berechnung der Werte ist im Anhang dargestellt.

Tabelle 25: Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte $\Delta w/z_{fiktiv}$ (Tiefe: 7,5 mm)

		k_{NB}	$\Delta w/z_{fiktiv}$
		[-]	[-]
CEM I	20/65	0,71	0,09
	NBM	0,75	0,09
	Jutetuch	1,00	-0,03
CEM II/B-S	20/65	0,76	0,07
	NBM	0,80	0,05
	Jutetuch	1,02	-0,03

Die Ergebnisse zeigen, dass in einer Tiefe von 7,5 mm ohne Nachbehandlung die Vickershärte lediglich 71 (CEM I) bzw. 76 % (CEM II) der Vickershärte im Kernbereich betragen. Ein signifikanter Einfluss des Nachbehandlungsmittels ist nicht feststellbar. Aufgrund des konstanten Verlaufs der Vickershärte ist bei den mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelten Betonen das Verhältnis jeweils bei rd. 100 %. Die Ergebnisse liegen der Größenordnung der mit den Zementen des Werks A hergestellten Betone. Inwieweit die unterschiedlichen Nachbehandlungsmaßnahmen einen Einfluss auf den Frost-Tausalz-Widerstand der Waschbetontextur haben, zeigt **Abbildung 69**.

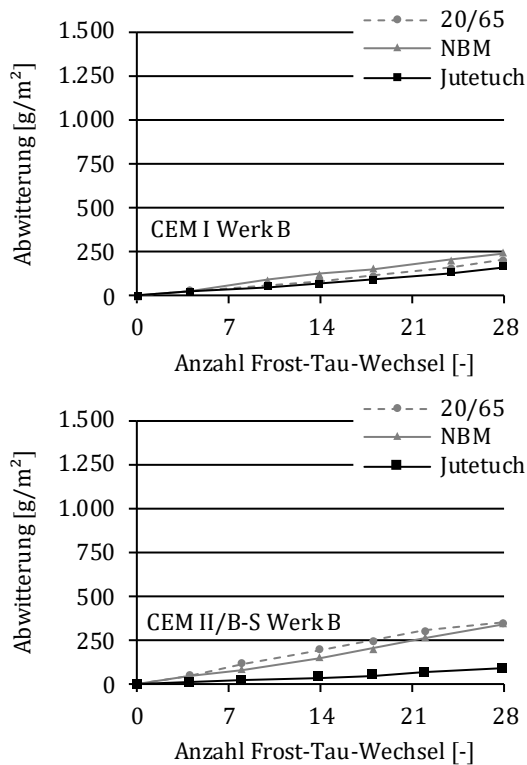


Abbildung 69: Mittlere Abwitterungen des Waschbetons (Beton 1, $w/z=0,40$, Zemente Werk B); Prüfalalter: 28 d; Prüffläche: Waschbetontextur

Beim CEM I ist kein Einfluss der Nachbehandlung feststellbar. Die Abwitterungen der Betone liegen nach 28 Frost-Tau-Wechseln unter 250 g/m². Beim CEM-II-Beton zeigt sich wie auch bei der Vickershärte ein gleicher Verlauf des nicht nachbehandelten und des mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Betons, der über dem des Jutetuch-Betons liegt. Dennoch kann auch der CEM-II-Beton als nachbehandlungsunempfindlich angesehen werden, da auch hier die Abwitterungen nach 28 Frost-Tau-Wechseln mit maximal rd. 350 g/m² sehr niedrig sind.

8.4.2 Dauer der Nachbehandlung

Der Frischbetonluftgehalt betrug beim CEM-I-Beton 3,7 und beim CEM-III-Beton 5,3 Vol.-%. **Abbildung 70** zeigt die Ergebnisse der Härteprüfung des CEM-I-Betons.

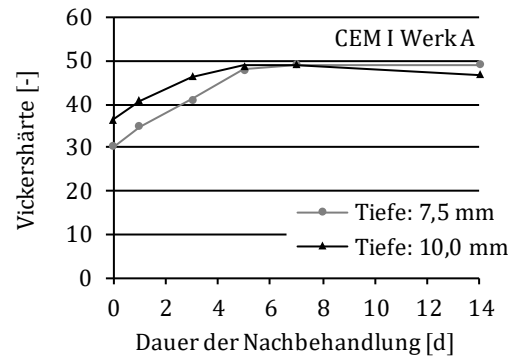


Abbildung 70: Mittlere Vickershärte des Waschbetons (Beton 1, $w/z=0,40$); Prüfalalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

In einer Tiefe von 7,5 mm beträgt die Härte des nicht nachbehandelten Betons (0 d) rd. 30 und steigt mit zunehmender Dauer der Nachbehandlung kontinuierlich an bis sie nach 7 Tagen mit 49 ihr Maximum erreicht. Mit einer über 7 Tage hinaus gehenden Nachbehandlung wird keine weitere Steigerung der Vickershärte erzielt. Infolge einer längeren Nachbehandlung wird die Feuchteabgabe des jungen Betons verringert und so der Hydratationsgrad und damit die Vickershärte erhöht. Nach einer Dauer der Nachbehandlung von sieben Tagen ist das Zementsteingefüge so weit verdichtet, dass die Feuchteabgabe des Betons ab diesem Alter so gering ist, dass für eine ungestörte Hydratation keine weitere Nachbehandlung mehr nötig ist. In einer Tiefe von 10,0 mm zeigt sich ein ähnlicher Verlauf. Hier ist erwartungsgemäß von Beginn an die Vickershärte größer als in einer Tiefe von 7,5 mm, da der Wasserverlust über die Oberseite geringer ist und somit die Hydratation weniger gestört ist. Hier wird die maximale Härte bereits nach 5 Tagen Nachbehandlung erreicht. Der CEM-III-Beton zeigt einen zum CEM-I-Beton nahezu identischen Verlauf der Vickershärte, **Abbildung 71**. Zur besseren Vergleichbarkeit ist zusätzlich der Verlauf der Vickershärten des CEM-I-Betons dargestellt. Der Verlauf der Vickershärte in einer Tiefe von 10,0 mm wurde beim CEM-III-Beton nicht bestimmt.

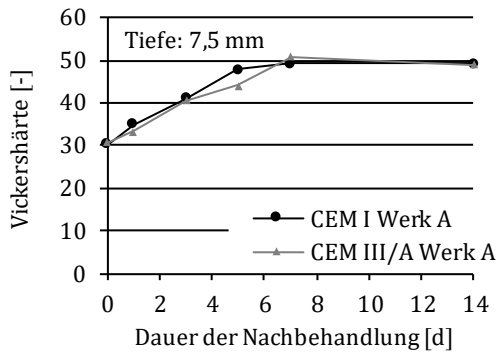


Abbildung 71: Mittlere Vickershärte des Waschbetons (Beton 1, w/z=0,40); Prüfalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

Bezüglich der Nachbehandlungsdauer kann für den CEM-III-Beton keine höhere Nachbehandlungsempfindlichkeit festgestellt werden. Die Vickershärten beider Betone verlaufen nahezu identisch. Auch hier wird nach 7 Tagen die maximale Vickershärte mit rd. 50 erreicht. Analog zum Vorgehen in Abschnitt 8.4.1 wurden aus den Vickershärten in 7,5 mm Tiefe die Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte w/z_{eff} ermittelt, **Tabelle 26**. Bezugswert für die Ermittlung der Differenz der fiktiven Wasserzementwerte ist der 14-Tage-Wert. des Die Berechnung ist im Anhang dargestellt.

Tabelle 26: Zusammenfassung der Ergebnisse der Härteprüfung nach Vickers des CEM-I- und des CEM-III-Betons des Werks A in Abhängigkeit der Dauer der Nachbehandlung (bezogen auf eine Tiefe von 7,5 mm)

	Dauer der zweiten Nachbehandlung [d]	k_{NB} [-]	$\Delta w/z_{fiktiv}$ [-]
CEM I	0	0,62	0,17
	1	0,71	0,13
	3	0,83	0,07
	5	0,97	0,01
	7	1,00	0,00
	14	1,00	0,00
CEM III/A	0	0,63	0,17
	1	0,68	0,15
	3	0,83	0,05
	5	0,90	0,05
	7	1,04	0,02
	14	1,00	0,00

Unabhängig von der Zementart erreicht die Vickershärte ohne Nachbehandlung (0 d) nur rd. 60 % von der des 14 Tage nachbehandelten Betons. Diese Härte entspricht der eines Betons sonst gleicher Zusammensetzung und einem Wasserzementwert von 0,59 (CEM I) bzw. 0,57 (CEM III/A) und somit signifikant höher im ungestörten Gefüge. Mit zunehmender Nachbehandlungsdauer steigt der *Nachbehandlungsfaktor* k_{NB} an und der *fiktive Wasserzementwert* w/z_{fiktiv} nimmt folglich ab. Für beide Zemente wird ab einer Nachbehandlungsdauer von 5 Tagen ein fiktiver Wasserzementwert erreicht, der kleiner als der geforderte Wasserzementwert von 0,45 ist. Somit wäre eine Nachbehandlungsdauer von mindestens 5 Tagen erforderlich, um sicherzustellen, dass auch im oberflächennahen Bereich ein ausreichend hydratisiertes Gefüge vorliegt. Zu diesem Zeitpunkt betragen die Druckfestigkeiten der Betone 46,5 (CEM I) bzw. 41,2 N/mm² (CEM III/A), **Abbildung 72**. Bezogen auf die 28-Tage Druckfestigkeit entspricht dies 81 (CEM I) bzw. 68 % (CEM III).

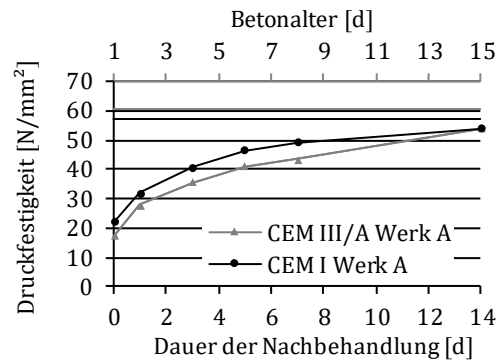


Abbildung 72: Mittlere Druckfestigkeiten der Waschbetone (Beton 1, w/z = 0,40, Würfel 100 mm) zu den Zeitpunkten, an denen das feuchte Jutetuch entfernt wurde (Dauer der zweiten Nachbehandlung) sowie die 28-Tage-Druckfestigkeit

Eine zur Vickershärte vergleichbare Charakteristik zeigt der Verlauf der Carbonatisierungstiefe der Betone, **Abbildung 73**.

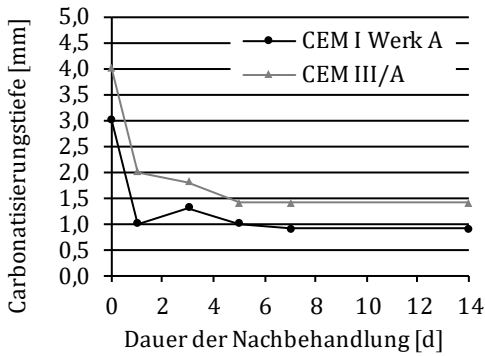


Abbildung 73: Mittlere Carbonatisierungstiefe der Waschbetone (Beton 1, w/z = 0,40) im Alter von 28 Tagen

Auch hier wird nach einer Nachbehandlungsdauer von 5 (CEM I) bzw. 7 (CEM III) Tagen die minimale Carbonatisierungstiefe erreicht.

8.5 Konventioneller Oberbeton

8.5.1 Art der Nachbehandlung

Für die Untersuchungen wurde Beton 2 mit beiden Zementen des Werks A hergestellt und mittels Grinding texturiert. Der Wasserzementwert betrug 0,43. Im Alter von 28 Tagen erfolgte die tiefenabhängige Bestimmung der Vickershärte sowie die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands der Grindingtextur.

Der Frischbetonluftgehalt betrug bei beiden Betonen 5,0 Vol.-%. Nach dem Einfüllen und Verdichten des Betons wurde die Oberfläche der Probekörper lediglich geglättet. Anschließend wurden die Probekörper wie unter 8.2 beschrieben nachbehandelt. Der Probekörper, der für die Nachbehandlung mit einem feuchten Jutetuch vorgesehen war, wurde den ersten Tag bei 20 °C/95 % r.F. gelagert und dann mit dem feuchten Jutetuch abgedeckt. **Abbildung 74** zeigt die Verläufe der Verdunstung ab dem Zeitpunkt des Nachbehandlungsbeginns. Bei den mit einem feuchten Jutetuch abgedeckten Betonen fand keine Verdunstung statt. Die Betone haben während der Nachbehandlung Wasser aus den feuchten Jutetüchern aufgenommen. Diese Wassermenge lag nach sieben Tagen bei rd. 300 g/m².

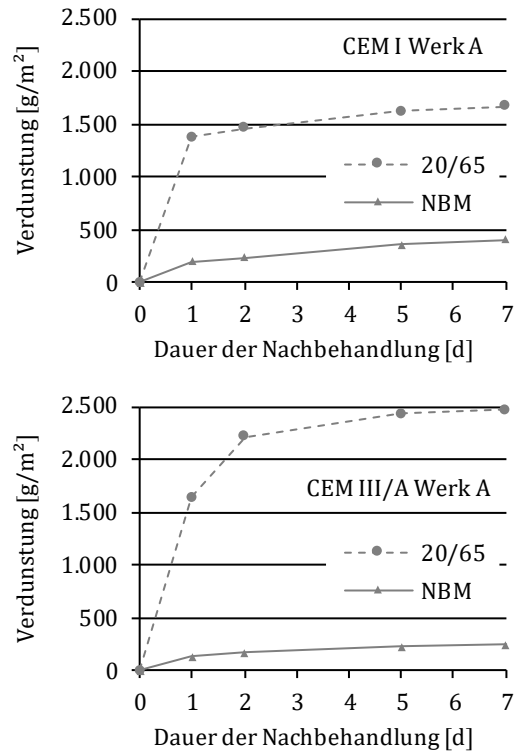


Abbildung 74: Verdunstung der noch untexturierten Betone (Beton 2, w/z=0,43)

Bei beiden Betonen ist die Verdunstung des Betons, auf den das Nachbehandlungsmittel aufgesprüht wurde, signifikant geringer als beim nicht nachbehandelten Beton. Mit den gewählten Nachbehandlungsmaßnahmen wurde demnach eine unterschiedliche Nachbehandlungsgüte erzielt. In **Tabelle 27** ist die aus der Verdunstung im Alter von sieben Tagen ermittelte Sperrwirkung des Nachbehandlungsmittels angegeben. Die Ermittlung der Sperrwirkung erfolgte in Anlehnung an die in Abschnitt 3 beschriebene Bestimmung des Sperrkoeffizienten.

Tabelle 27: Aus den Verdunstungen der Betone (Abbildung 74) ermittelte Sperrwirkung des Nachbehandlungsmittels (NBM); Bezugswert: Verdunstung nach sieben Tagen

w/z =0,43	s [%]
CEM I	75,7
CEM III/A	90,1

Hier sind die ermittelten Sperrwirkungen deutlich höher als beim Waschbeton, **Tabelle 19**, da das Nachbehandlungsmittel anders als beim Waschbeton unmittelbar nach der Probekörperherstel-

lung aufgetragen wurde. Im Alter von sieben Tagen wurden die Platten mittels Grinding texturiert. Die Segmentbreite betrug 2,4 mm und der Segmentabstand 1,80 mm. Mit einer Schneidtiefe von 3 mm. Die Texturgeometrie entspricht damit einem Wellenbesatz zur Verbesserung der Griffigkeit bzw. Ebenheit von Betonfahrbahndecken. Durch das Grinding konnten visuell zunächst keine Schädigungen der Oberfläche in Abhängigkeit der jeweiligen Nachbehandlungsmaßnahme festgestellt werden. Im Anschluss an das Grinding erfolgte die Probekörpervorbereitung für die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands und der Vickershärte, wie in Abschnitt 8.2 beschrieben. In **Abbildung 75** sind die Ergebnisse der Härteprüfung dargestellt. Die Druckfestigkeiten der Betone (Würfel 150 mm) im Alter von 28 Tagen betrug 43,3 (CEM I) und 41,0 N/mm² (CEM III/A).

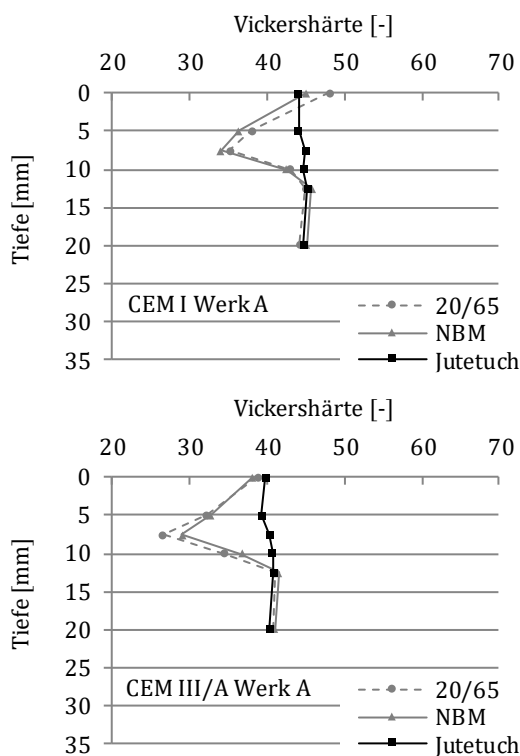


Abbildung 75: Mittlere Vickershärte der Betone mit Grindingtextur (Beton 2, w/z=0,43), Prüfalalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

Für beide Betone zeigt sich auch hier ein nahezu vertikaler Verlauf der Vickershärte bei Nachbehandlung mit einem feuchten Jutetuch. Da durch das Abdecken mit einem feuchten Jutetuch im oberflächennahen Bereich kein Wasser infolge Verdunstung verloren geht, kann die Hydratation ungestört erfolgen. Die Vickershärte beträgt über

die gesamte Tiefe rd. 45 (CEM I) bzw. 40 (CEM III/A). Der nicht nachbehandelte (20/65) sowie der mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelte Beton (NBM) weisen einen vergleichbaren Verlauf der Vickershärte auf. Unmittelbar unter der Oberfläche sind die Vickershärten der Betone infolge der Carbonatisierung, vgl. **Tabelle 20**, sehr hoch und nehmen bis zu einer Tiefe von 7,5 mm kontinuierlich ab. In dieser Tiefe liegt für beide Betone die geringste Vickershärte vor, da zum einen ein Einfluss aus Carbonatisierung nicht mehr vorhanden ist bzw. am geringsten ist und zum anderen hier der Wasserverlust aus der Nachbehandlung zu einer gestörten Hydratation und somit zu einer geringeren Vickershärte führt.

Tabelle 28: Max. Carbonatisierungstiefe der Betone (Beton 2, w/z=0,43)

CEM I Werk A	max d _{c2} [mm]
20/65	2,0
NBM	1,0
Jutetuch	0,0
CEM III/A Werk A	max d _{c2} [mm]
20/65	2,0
NBM	1,4
Jutetuch	1,2

Ab einer Tiefe von 7,5 mm nehmen bei beiden Betonen die Härten wieder zu, da der Wasserverlust infolge Verdunstung ab- und die Hydratation wieder zunimmt. Ab einer Tiefe von 12,5 mm sind die Härten aller Betone nahezu identisch. Ein Einfluss der Nachbehandlung ist nicht mehr feststellbar. In **Tabelle 29** sind die *Nachbehandlungsfaktoren* k_{NB} sowie die Differenz der *fiktiven Wasserzementwerte* $\Delta w/z_{fiktiv}$ der Betone dargestellt (Berechnung siehe Anhang).

Tabelle 29: Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte $\Delta w/z_{fiktiv}$ der Betone

		k_{NB}	$\Delta w/z_{fiktiv}$
		[-]	[-]
CEM I	20/65	0,80	0,08
	NBM	0,75	0,10
	Jute-tuch	1,01	0,00
<hr/>			
CEM III/A	20/65	0,65	0,14
	NBM	0,71	0,12
	Jute-tuch	1,00	0,00

Der *Nachbehandlungsfaktor* k_{NB} des nicht nachbehandelten CEM-III-Betons ist mit einem Wert von 0,65 geringer als beim entsprechenden CEM-I-Beton, dessen Wert 0,80 beträgt, woraus eine höhere Nachbehandlungsempfindlichkeit des CEM-III-Betons abgeleitet werden kann. Für den nicht nachbehandelten Beton entsprechen in einer Tiefe von 7,5 mm die Vickershärten einem Wasserzementwert, der um 0,08 (CEM I) bzw. 0,14 (CEM III/A) höher ist als im Kernbeton. **Abbildung 76** zeigt die Abwitterungen der Betone.

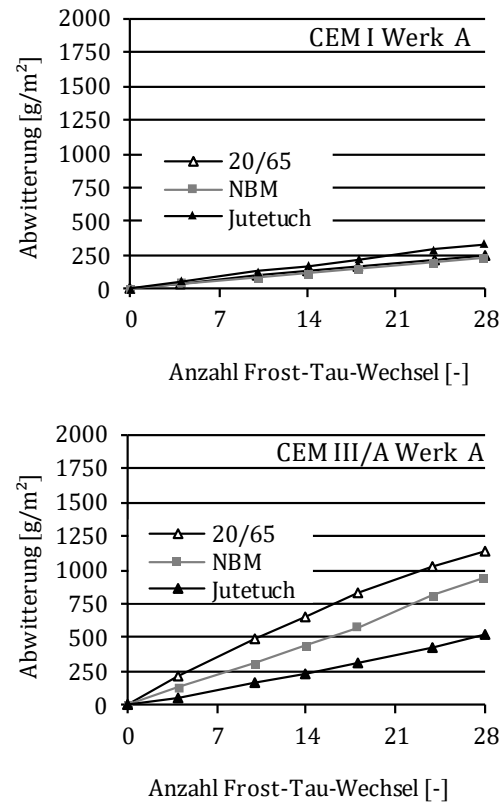


Abbildung 76: Frost- Tausalz-Widerstand der Betone mit Grindingtextur (Beton 2, w/z=0,43), Prüfalalter: 28 d

Beim CEM-I-Beton betragen die Abwitterungen nach 28 Frost-Tau-Wechseln rd. 300 g/m². Ein Einfluss der Nachbehandlung ist nicht vorhanden. Deutlich höher sind die Abwitterungen beim CEM-III-Beton. Hier zeigt sich zudem ein Einfluss der Nachbehandlung. Die Abwitterungen des nicht nachbehandelten Betons sind nach 28 Frost-Tauwechseln mit über 1000 g/m² mehr als das doppelt so hoch wie beim Jutetuchbeton. Auch hier zeigt sich, dass bei guter Nachbehandlung die Abwitterungen des CEM-III-Betons in der Größenordnung des CEM-I-Betons liegen. Aus den Ergebnissen lässt sich schlussfolgern, dass für Neubaustrecken mit Grindingtextur die bei Verwendung eines CEM I die praxisübliche Nachbehandlung eine geeignete Maßnahme darstellt, um eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Betons sicherzustellen. Bei Verwendung eines CEM-III-Betons ist eine höhere Nachbehandlungsgüte erforderlich, um Abwitterungen gering zu halten. Hohe Abwitterungen führen zu einer Veränderung der Texturgeometrie, durch die insbesondere die akustischen Eigenschaften negativ beeinflusst werden können.

8.5.2 Dauer der Nachbehandlung

Für die Untersuchungen wurde Beton 2 ausschließlich mit dem CEM I des Werks A hergestellt. Dem Beton wurde bei der Herstellung kein Luftporenbildner zugegeben. Der Frischbetonluftgehalt betrug 1,4 Vol.-%. Nach der Herstellung der Würfel wurde die Oberfläche mit einem Rosshaarbesen texturiert. **Abbildung 77** zeigt die Ergebnisse der Härteprüfung.

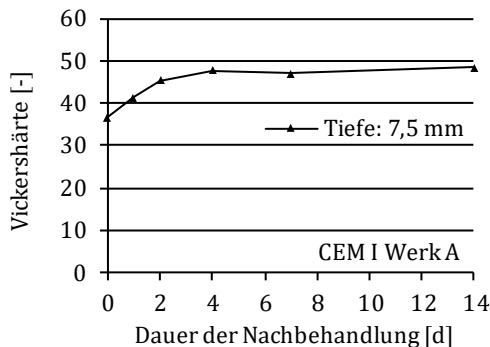


Abbildung 77: Mittlere Vickershärte des konventionellen Oberbetons (Betons 2) mit Besenstrichtextur in Abhängigkeit der Nachbehandlungsdauer; Prüfmutter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

In einer Tiefe von 7,5 mm beträgt die Härte des nicht nachbehandelten Betons (0 d) 36,8 und steigt kontinuierlich an bis nach einer Nachbehandlungsdauer von vier Tagen mit einem Wert von 47,7 das Maximum erreicht ist. Ab diesem Zeitpunkt ist das Betongefüge infolge der Hydratation so weit verdichtet, dass die nach der Beendigung der Nachbehandlung erfolgende Wasserverdunstung so gering ist, dass die bis zum Alter von 28 Tagen erfolgende Hydratation nicht mehr gestört wird. Analog zum Vorgehen in Abschnitt 8.4.1 wurden aus den Vickershärten in 7,5 mm Tiefe die Nachbehandlungsfaktoren k_{NB} sowie die Differenz der fiktiven Wasserzementwerte w/z_{eff} . Ermittelt, **Tabelle 30**. Bezugswert für die Ermittlung der Differenz der fiktiven Wasserzementwerte ist der 14-Tage-Wert. Die Berechnung ist im Anhang dargestellt.

Tabelle 30: Zusammenfassung der Ergebnisse der Härteprüfung nach Vickers des CEM-I-Betons des Werks A in Abhängigkeit der Dauer der Nachbehandlung (Betrachtete Tiefenstufe: 7,5 mm, Bezugswert: 14 Tage)

	Dauer der Nachbehandlung	k_{NB}	$\Delta w/z_{fiktiv}$
	[d]	[-]	[-]
CEM I	0	0,76	0,11
	1	0,85	0,06
	2	0,93	0,03
	4	0,98	0,01
	7	0,97	0,01
	14	1,00	0,00

Ohne Nachbehandlung erreicht die Vickershärte nur 76 % des Maximalwerts nach 14 Tagen. Dies entspricht einem um 0,11 höheren Wasserzementwert. Bereits bei einer Nachbehandlungsdauer von zwei Tagen erreicht die Vickershärte 95 % des Maximalwerts. Somit wäre in diesem Fall eine Nachbehandlungsdauer von mindestens zwei Tagen erforderlich, um sicherzustellen, dass auch im oberflächennahen Bereich ein ausreichend hydratisiertes Gefüge vorliegt. Zu diesem Zeitpunkt beträgt die Druckfestigkeiten des Betons 41,2 N/mm², **Abbildung 78**. Bezogen auf die 28-Tage-Druckfestigkeit entspricht dies 59 %.

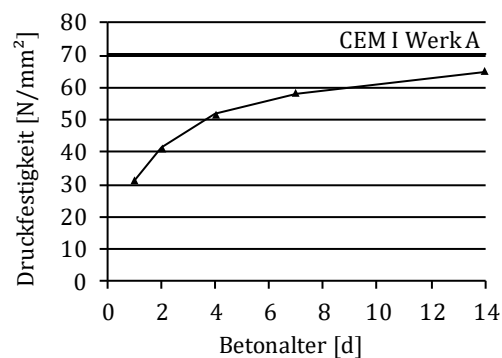


Abbildung 78: Mittlere Druckfestigkeiten der Betone (Beton 2, Würfel 100 mm) zu den Zeitpunkten, an denen das feuchte Jutetuch entfernt wurde (Dauer der Nachbehandlung) sowie die 28-Tage-Druckfestigkeit

9 DAS ALTER DES BETONS ZUM ZEITPUNKT EINES GRINDINGS UND GROOVINGS

9.1 Vorbemerkung

Ein Teil der hier dargestellten Untersuchungen wurden bereits veröffentlicht¹²⁸. Nicht veröffentlicht wurden die Ergebnisse der Vickershärte. In den nachfolgend dargestellten Ergebnissen ist in den Diagrammbeschriftungen gekennzeichnet, wenn die Ergebnisse der Veröffentlichung entnommen sind.

9.2 Untersuchungen und Ergebnisse

Da für diese Untersuchungen zum Grinding und Grooving des Betons eine Laborgrindingmaschine verwendet wurde, ist die Beanspruchung der Betonoberfläche möglicherweise geringer als in der Praxis. Aus diesem Grund wurden die Randbedingungen für die Untersuchungen so gewählt, dass die Beanspruchung des Betons möglichst hoch ist, um die hier gewonnenen Erkenntnisse weitestgehend auf die Praxis übertragen zu können. Es wurden folgende Randbedingungen gewählt:

1. Für die Untersuchungen wurde Beton 2 verwendet. Bei diesem ist wegen des hohen Anteils an gerundeter Gesteinskörnung von einem im Vergleich zu ausschließlich gebrochener Gesteinskörnung schlechteren Verbund in der Matrix auszugehen, so dass ein Herauslösen grober Gesteinskörner wahrscheinlicher ist.
2. Die Betone lagerten nach der Herstellung ungeschützt bei 20 °C/65 % r. F. Infolge dieser mangelnden Nachbehandlung wird die Hydratation im oberflächennahen Bereich gestört, was zu einem geringeren Widerstand des Betons gegenüber der Einwirkung aus dem Grinding/Grooving führt.
3. Zusätzlich zum Grinding wurden Groovingrillen in den Beton geschnitten, um die Beanspruchung der Oberfläche zu erhöhen. Insbesondere das Grooving kann im jungen Alter des Betons das Herausreißen der groben Gesteinskörnung und damit eine wenig präzise

Kantenform der Groovingrillen bewirken, was gerade aus akustischer Sicht zu vermeiden ist.

Für die Untersuchungen wurde Beton 2 ausschließlich mit dem CEM I des Werks A hergestellt. Es wurden drei Platten mit $L \cdot B \cdot H = 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}$ sowie neun Würfel ($a = 100 \text{ mm}$) und sechs Zylinder ($d = 100 \text{ mm}$, $h = 200 \text{ mm}$) hergestellt. Die Platten lagerten nach der Herstellung wie zuvor erwähnt bei 20 °C/65 % r. F. Die Würfel und Zylinder lagerten vor Austrocknung geschützt bei $20 \pm 2 \text{ °C}$. Nach einem Tag wurden sie ausgeschalt und unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ °C}$ gelagert. Im Alter von einem, drei und sieben Tagen wurde jeweils eine Platte ausgeschalt und mit Textur 2 (Grinding + Grooving; vgl. **Tabelle 5**, S. 30) texturiert. Im Anschluss an das Grinding und Grooving lagerten die Platten weiter in der Schalung bei 20 °C/65 % r. F. Zu den Prüfterminen wurde die Druckfestigkeit an jeweils drei Würfeln sowie die Spaltzugfestigkeit an sechs Scheiben mit $h = 50 \text{ mm}$ bestimmt. Die Scheiben wurden am Tag der Prüfung aus jeweils zwei Zylindern - von der Unterseite beginnend - nass abgesägt. An der Textur wurde die Menge an grober Gesteinskörnung, die beim Grinding/Grooving aus der Matrix herausgelöst wurde, mit dem Bildverarbeitungsprogramm ImageJ quantifiziert, vgl. Abschnitt 5.4.1. Dazu wurden die Bereiche, aus denen die grobe Gesteinskörnung herausgelöst wurde, zuvor schwarz markiert. Im Alter von 14 Tagen wurden die Platten geviertelt, **Abbildung 79**. Drei Teilplatten waren für die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands vorgesehen und wurden auf eine Höhe von 7 cm gesägt und anschließend weiter bei 20 °C/65 % r. F. gelagert. Die vierte Teilplatte lagerte nach dem Sägen ebenfalls bei 20 °C/65 % r. F.

¹²⁸ Skarabis: Grinding - die Betonoberfläche der Zukunft?

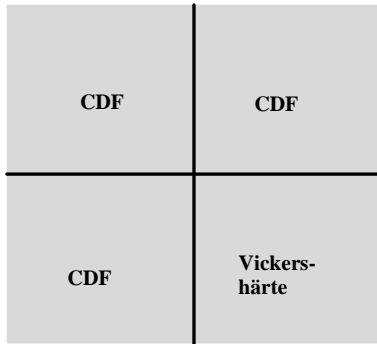


Abbildung 79: Vorbereitung der Betonplatten: Prinzipskizze für die Probengewinnung

Im Alter von 27 Tagen wurde aus der vierten Teilplatte ein Quader mit den Abmessungen $a \cdot b \cdot c \approx 60 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}$ nass herausgesägt und für die Härteprüfung nach Vickers vorbereitet. Die Oberseite der Probe wies dabei die Grinding/Grooving-Textur auf. Anschließend lagerten die Proben für die Härteprüfung unter Wasser bei $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$, um eine Carbonatisierung der Prüffläche zu vermeiden. Im Alter von 28 Tagen wurde die Vickershärte über die Tiefe in folgenden Tiefen bestimmt (Nulllinie ist die 3 mm tief eingeschnittene Groovingrinne, **Abbildung 80**):

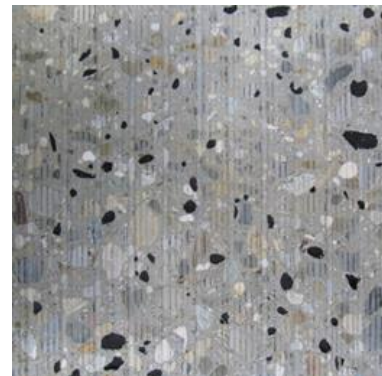
- 1,5 mm: 1,5 mm unterhalb der Oberfläche (Bereich zwischen zwei Groovingrillen)
- 3,0 mm: 3,0 mm unterhalb der Oberfläche (unmittelbar unter der Groovingrinne)
- 8,0 mm: 8 mm unterhalb der Oberfläche
- 10,5 mm: 10,5 mm unterhalb der Oberfläche



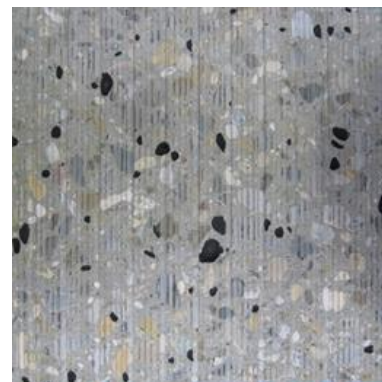
Abbildung 80: Bereiche der Härteprüfung

In jeder Tiefenstufe wurden mindestens zehn Messwerte erzeugt. Die Prüfkraft betrug 3 N. Ebenfalls im Alter von 28 Tagen begann die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands in Anlehnung an den CDF-Test. Als Prüffläche diente die

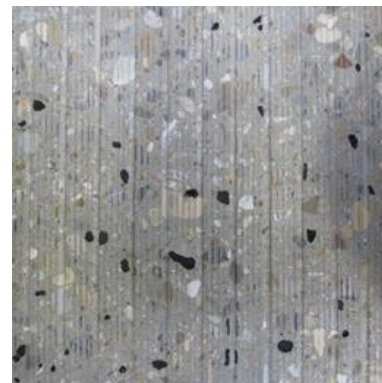
texturierte Oberseite der Proben. In **Abbildung 81** sind Fotos der Texturen dargestellt.



1 d



3 d



7 d

Abbildung 81: Beton 2 CEM I Werk A: Fotos der Oberflächen in Abhängigkeit des Betonalters zum Zeitpunkt des Grindings/Groovings; Flächen mit herausgelöster grober Gesteinskörnung sind schwarz markiert (Fotos entnommen aus¹²⁹)

Mit zunehmendem Alter nimmt der Verbund der groben Gesteinskörnung in der Matrix zu und es werden folglich weniger Gesteinskörnungen aus der Matrix gelöst. Die Anzahl der herausgelösten Gesteinskörner ist im Alter von sieben Tagen am

¹²⁹ Skarabis: Grinding - die Betonoberfläche der Zukunft?

geringsten und beträgt rd. die Hälfte des Werts im Alter von einem Tag, **Abbildung 82**.

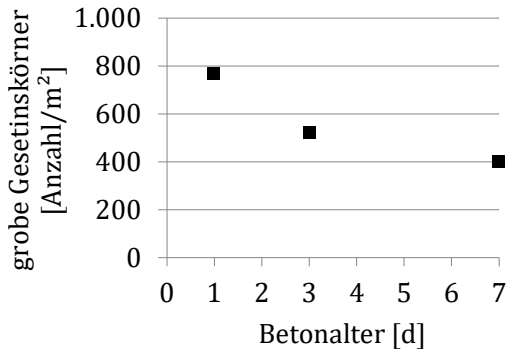


Abbildung 82: Beton 2 CEM I Werk A: Mittels ImageJ bestimmte Anzahl der beim Grinding/Grooving herausgelösten groben Gesteinskörner (entnommen aus¹²⁹)

Die mittlere Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit beträgt im Alter von sieben Tagen 40 bzw. 3,5 N/mm², **Abbildung 83**.

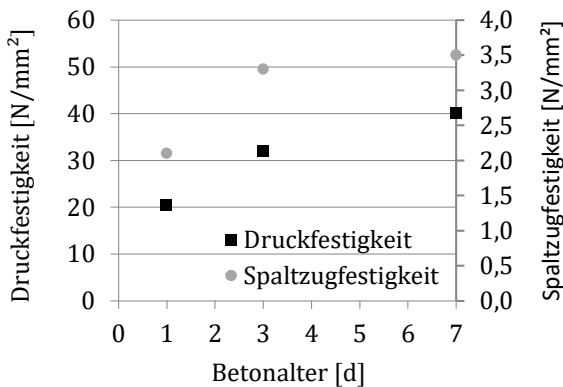


Abbildung 83: Beton 2 CEM I Werk A: Mittlere Druck- und Spaltzugfestigkeiten

Der Verlauf der Vickershärte ist in **Abbildung 84** dargestellt. Bei allen Proben zeigt sich in einer Tiefe von 1,5 mm eine im Vergleich zum Kernbeton (Tiefe: 10,5 mm) größere Härte, was auf die Carbonatisierung zurückzuführen ist. Die zur Tiefe hin abnehmende Vickershärte ist auf die mangelnde Nachbehandlung des Betons zurückzuführen. In einer Tiefe von 10,5 mm sind die der Proben nahezu identisch.

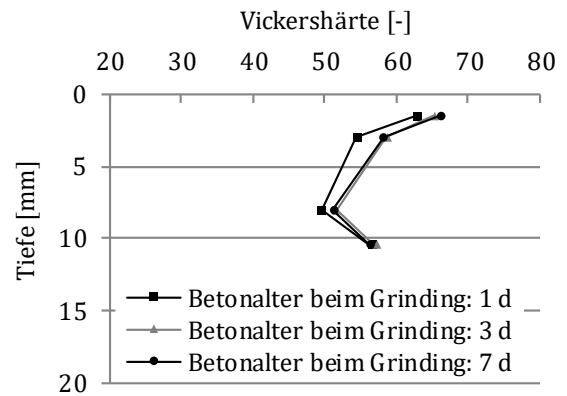


Abbildung 84: Beton 2 CEM I Werk A: Mittlere Vickershärte in Abhängigkeit des Betonalters zum Zeitpunkt des Grindings/Groovings; Prüfalter: 28 d, Prüfkraft: 3 N

Bei dem im Alter von einem Tag texturierten Beton sind die Vickershärten im oberflächennahen Bereich niedriger als die der im Alter von 3 und sieben Tagen texturierten Betone. Hier scheint infolge des frühen Grindings das Gefüge geringfügig geschädigt worden zu sein. Eine signifikante Schädigung des Gefüges scheint jedoch nicht eingetreten zu sein, da die aus der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands ermittelten Abwitterungen keinen Einfluss des Grindingzeitpunkts erkennen lassen, **Abbildung 85**.

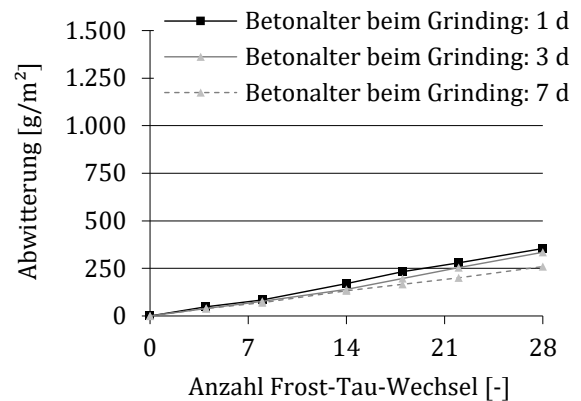


Abbildung 85: Beton 2 CEM I Werk A: Mittlere Abwitterungen der Grinding/Grooving-Texturen

Unabhängig vom Alter des Betons zum Zeitpunkt des Grindings/Groovings sind die Abwitterungen der Betone vergleichbar. Nach 28 Frost-Tau-Wechseln liegen sie bei rd. 300 g/m². Durch die Frost-Tausalz-Beanspruchung sind keine weiteren groben Gesteinskörner aus der Matrix herausgelöst worden.

In einer zweiten Versuchsreihe wurde der Frage nachgegangen, ob das Grinding/Grooving im Betonalter von mehr als sieben Tagen zu einer weiteren Verbesserung der Textureigenschaften in Form von einer weiteren Verringerung der herausgelösten groben Gesteinskörnungen führt. Dazu wurden analog zum oben beschriebenen Vorgehen drei Betonplatten hergestellt und nach 7, 14 und 28 Tagen texturiert. Da hinsichtlich der Vickershärte und des Frost-Tausalz-Widerstands in der ersten Versuchsreihe keine signifikanten Unterschiede festgestellt wurden, wurde in der zweiten Versuchsreihe ausschließlich das Herauslösen der groben Gesteinskörnung bewertet sowie die Druck- und Spaltzugfestigkeiten des Betons zum Zeitpunkt des Grindings/Groovings bestimmt. In **Abbildung 87** sind die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe zusammen mit denen der ersten Versuchsreihe dargestellt.

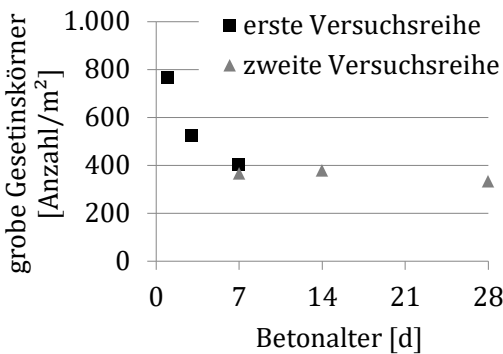


Abbildung 86: Beton 2 CEM I Werk A: Mittels ImageJ bestimmte Anzahl der beim Grinding/Grooving herausgelösten groben Gesteinskörner beider Versuchsreihen (entnommen aus¹³⁰)

Es zeigt sich, dass ein später durchgeführtes Grinding/Grooving zu keiner nennenswerten Verringerung herausgelöster Gesteinskörnungen führt, auch wenn die Druckfestigkeit vom siebten bis zum 28. Tag noch um 25 % von 40 auf 50 N/mm² zunimmt. Die Spaltzugfestigkeit nimmt in demselben Zeitraum nur noch geringfügig um 0,5 N/mm² zu, **Abbildung 87**.

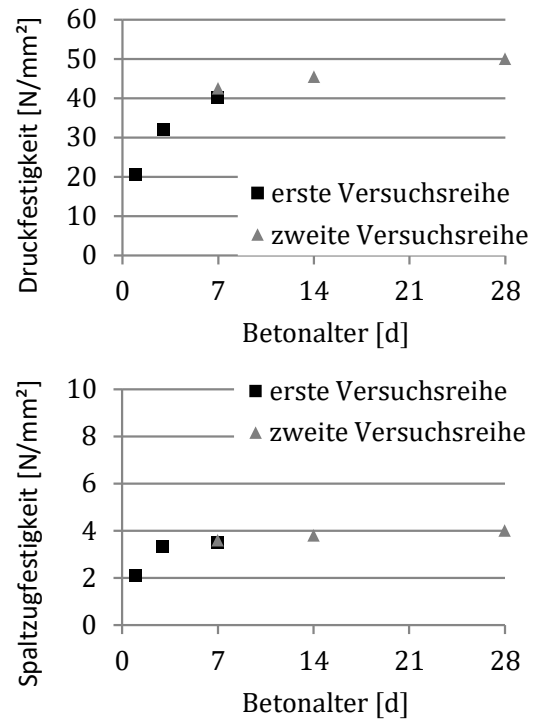


Abbildung 87: Beton 2 CEM I Werk A: Druck- und Spaltzugfestigkeiten beider Versuchsreihen (entnommen aus¹³⁰)

¹³⁰ Skarabis: Grinding - die Betonoberfläche der Zukunft?

10 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Verkehrsflächen aus Beton sind insbesondere bei hohen Belastungen eine ideale Bauweise, die verformungsstabil, dauerhaft und wartungsarm ist. Zur Sicherstellung einer hohen Dauerhaftigkeit sind die Konstruktionsprinzipien unter Berücksichtigung des zu erwartenden Verkehrsaufkommens und der klimatischen Bedingungen sowie die Wahl geeigneter Baustoffe und eine fachgerechte Herstellung zu beachten.

Neben dauerhaften Substanzeigenschaften wird eine hohe Dauerhaftigkeit der Gebrauchseigenschaft Griffigkeit und zunehmend auch der Lärminderung erwartet. Beide Eigenschaften werden entscheidend von der Textur der Fahrbahndecke beeinflusst. In diesem Zusammenhang hat sich das Texturieren des frischen Oberflächenmörtels durch Nachziehen eines Jutetuchs als wenig dauerhaft erwiesen und wurde im Jahr 2006 durch die Waschbetonbauweise, die seitdem in Deutschland die Regelbauweise für Fahrbahndecken aus Beton darstellt, abgelöst. Fahrbahndecken aus Waschbeton sind dauerhaft griffig und mit einem D_{Stro} -Wert von -2 dB(A) derzeit in Deutschland die einzige lärmindernde Betonbauweise. Alternativ zum Waschbeton, der primär beim Autobahnbau zum Einsatz kommt, ist zudem bei Flugbetriebsflächen, bei Kreisverkehren und im innerstädtischen Bereich das Texturieren des frischen Oberflächenmörtels mittels Kunstrasen oder Besen gebräuchlich. Auch Bestandsstrecken, die nach jahrelanger Nutzung keine ausreichende Griffigkeit mehr aufweisen, können mit dem sog. Grindingverfahren neu texturiert werden. Zur Herstellung von Grindingtexturen wird eine rotierende Welle, auf der in geringem Abstand Sägebblätter angeordnet sind, über den Beton geführt. Dabei werden wenige Millimeter abgetragen und eine neue Textur in die Oberfläche geschnitten. Es wurde festgestellt, dass Grindingtexturen neben einer hohen Griffigkeit auch lärmindernde Eigenschaften aufweisen können. Aufgrund der positiven Erfahrung der vergangenen Jahre werden zunehmend auch Neubaustrecken mittels Grinding texturiert.

Eine wesentliche Voraussetzung für eine dauerhafte Textur ist die Nachbehandlung im Anschluss an den Betoneinbau. Die Nachbehandlung soll gewährleisten, dass im jungen Beton die Hydratation des Zements in dem von einer Austrocknung betroffenen oberflächennahen Bereich ungestört erfolgen kann. Der Nachbehandlung

von Fahrbahndecken aus Beton kommt eine besondere Bedeutung zu, da der Beton unmittelbar nach dem Einbau der Witterung ausgesetzt ist und nicht wie im Hochbau durch die Schalung vor Austrocknung geschützt ist. Hinzu kommt, dass in der Nutzungsphase der von der Austrocknung am stärksten betroffene oberflächennahe Bereich die höchste Beanspruchung aus Verkehr und Umwelt erfährt. Eine unzureichende Nachbehandlung des Betons führt zu verminderten Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften, was zu einer veränderten Texturgeometrie und somit ggf. zu einer Verschlechterung der Griffigkeits- sowie der Lärminderungseigenschaften führen kann.

Bisherige Untersuchungen zur Beurteilung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Hydratation bzw. auf die Entwicklung des Betongefüges im oberflächennahen Bereich konzentrieren sich im Wesentlichen auf die Bestimmung von Festbetoneigenschaften, wie z. B. der Kapillarporosität, der Druck- und Biegezugfestigkeit oder dem Frost-Tausalz-Widerstand. Bei mangelnder Nachbehandlungsgüte sind diese Eigenschaften in der Regel deutlich schlechter als bei guter Nachbehandlung. Mit diesen Verfahren lässt sich jedoch nur der von der jeweiligen Beanspruchung betroffene Bereich integral bewerten. Eine tiefenabhängige Bewertung des Gefüges ist nicht oder nur unter großem Aufwand möglich. Auch ist es nur bedingt möglich, zu beurteilen, bis zu welcher Tiefe eine mangelnde Nachbehandlung die Hydratation beeinflusst. Hinzu kommt, dass die Nachbehandlungsgüte auch die Carbonatisierung des Betons beeinflusst und infolge der Carbonatisierung Festbetoneigenschaften durchaus auch positiv beeinflusst werden können. Folglich ist es ebenfalls auch nur unter großem Aufwand möglich, eine tiefenabhängige Bewertung einer Nachbehandlungsmaßnahme unabhängig von der Carbonatisierung vorzunehmen.

Zur Beantwortung der zuvor skizzierten und weiterer aktueller Fragestellungen aus dem Betonstraßenbau wurde in dieser Arbeit die Mikroindentation (Mikro-Härteprüfung) nach Vickers eingesetzt. Der grundsätzliche Ablauf einer Härteprüfung nach Vickers besteht darin, dass ein pyramidenförmiger Diamantprüfkörper unter konstanter Prüfkraft in die zu prüfende Probenoberfläche eingedrückt wird. Aus den Abmessungen des in der Oberfläche verbleibenden Prüfdrucks wird anschließend die Härte berechnet. Die Bestimmung der Vickershärte wird seit vielen Jahrzehnten eingesetzt, um schnell und zerstörungsarm Werkstoffe zu prüfen. Anhand der

Härte lässt sich beispielsweise im Rahmen der Qualitätssicherung die Güte eines Stahls beurteilen. Seit einigen Jahren wird zunehmend auch die Mikroindentation zur Untersuchung zementgebundene Baustoffe eingesetzt. Anders als bei der konventionellen Härteprüfung nach Vickers betragen bei der Mikroindentation die Abmessungen des in der Prüffläche verbleibenden Abdrucks maximal einige Zehntelmillimeter. Mit dieser Methode lassen sich mittels eines Mikroskops sehr kleine Bereiche prüfen, um beispielsweise oberflächennahe Phänomene, wie die Intensität eines chemischen Angriffs, zu untersuchen.

In der vorliegenden Arbeit wurde zunächst ein Vorgehen zur Probenvorbereitung erarbeitet, das mit der Mikroindentation eine differenzierte Bewertung der Gefügeeigenschaften von Straßenbetonen ermöglicht. Es erwies sich als geeignet, im Alter von in der Regel 21 Tagen aus den Betonprobekörpern Würfel mit einer Kantenlänge von rd. 5 cm nass herauszusägen und anschließend die zu untersuchende Prüffläche zu schleifen und zu polieren. Für Proben, an denen eine tiefenabhängige Bestimmung der Vickershärte erfolgte, wurde die Probe so gesägt, dass die Prüffläche senkrecht zur (texturierten) Oberfläche lag. Zum Schleifen und Polieren der zu untersuchenden Prüffläche eignete sich das Vorgehen, wie es bei der Probenvorbereitung für die Bestimmung von Luftporenkennwerten vorgenommen wird¹³¹.

Zur Bestimmung der Vickershärte wurde ein Prüfgerät verwendet, das aus einer Mikroskop sowie einer Härteprüfeinheit und einem Rechner mit Prüf- und Auswertesoftware besteht. Zur Prüfung wurde die Probe unter dem Mikroskop positioniert und der zu prüfende Bereich am Bildschirm mittels eines Fadenkreuzes ausgewählt. Da für die hier durchgeführten Untersuchungen primär die Eigenschaften des Zementsteins von Bedeutung sind, wurden bei der Indentation ausschließlich Bereiche geprüft, die augenscheinlich aus Zementstein bestanden. Der Abstand zu benachbarter Gesteinskörnung wurde so groß wie möglich gehalten, um eine aus der Gesteinskörnung resultierende Beeinflussung auf das Prüfergebnis so gering wie möglich zu halten. Anschließend wurde die Probe unter die Härteprüfeinheit verfahren und die Probe dabei von der Prüfsoftware automatisch so positioniert, dass sich die Diamantspitze unmittelbar über dem selektierten

Messpunkt befand. Mit einer Kraft von max. 5 N wurde die Diamantspitze in die Prüffläche eingedrückt und anschließend automatisch entfernt. Nachdem die Probe wieder unter das Mikroskop verfahren wurde, wurden über das Fadenkreuz die Diagonalenlängen des Prüfabdrucks ermittelt. Bei praxisrelevanten Wasserzementwerten von $\leq 0,50$ betrug die Diagonalenlänge der Abdrücke bis zu 160 μm . Bei darüber hinaus gehenden Wasserzementwerten betrug sie bis zu 220 μm . Aus den Diagonalenlängen wurde anschließend die Vickershärte berechnet. Die Vickershärte eines Prüfbereichs wurde aus dem Mittelwert aus einer Anzahl zwischen 5 und 20 Messwerten gebildet. Unter den gewählten Randbedingungen betrug der Variationskoeffizient der Vickershärte bei Wasserzementwerten von $\leq 0,50$ bis zu 11 % und stieg bei größeren Wasserzementwerten auf bis zu 24,5 % an.

In Voruntersuchungen wurde der Frage nachgegangen, inwieweit die Härteprüfung an Randbereichen zu einer Beeinflussung des Messergebnisses führt. Es konnte gezeigt werden, dass die Prüfung unmittelbar unter der texturierten Probenoberfläche (Einfüllseite des Betons) bzw. an einer Schnittkante oder einer Schalseite zu keiner Beeinflussung der Messwerte führte. Daher war es für das hier gewählte Vorgehen möglich, eine tiefenabhängige Bewertung des Betongefüges vornehmen zu können, ohne gegebenenfalls Randeffekte berücksichtigen zu müssen.

Für die experimentellen Untersuchungen wurden Waschbetone und konventionelle Oberbetone, wie sie zur Texturierung mittels Kunstrasen oder Besen eingesetzt werden, hergestellt. Dabei kamen ein CEM I sowie ein CEM III/A aus einem Werk und ein CEM I sowie ein CEM II/B-S eines zweiten Werks zum Einsatz.

Im ersten Teil der experimentellen Untersuchungen wurde der **Einfluss des Wasserzementwerts und des Betonalters** auf die Vickershärte untersucht. Es wurden Betone mit Wasserzementwerten zwischen 0,40 und 0,60 hergestellt und im Alter von 28 Tagen die Vickershärte im Kernbereich der Proben bestimmt. Parallel wurde die Druckfestigkeit an gesondert hergestellten Proben bestimmt. Hinsichtlich des Betonalters wurde die Vickershärte der Betone nach 3, 7, 28 und 56 Tagen geprüft und ebenfalls der Druckfestigkeit zu diesen Zeitpunkten gegenübergestellt.

¹³¹ TP B-StB Teil 3.1.08

Bei der Variation des Wasserzementwerts wie auch bei der Variation des Betonalters zeigte sich eine gute Korrelation von Vickershärte und Druckfestigkeit. Die verwendete Zementart wie auch die Betonzusammensetzung (Waschbeton bzw. konventioneller Oberbeton) waren nur von untergeordneter Bedeutung. Dominiert wurde die Vickershärte vom Wasserzementwert bzw. dem Alter des Betons.

Im zweiten Teil wurde der Einfluss der in der Praxis stets stattfindenden **Carbonatisierung** auf die Vickershärte der Betone untersucht. Dazu wurden Betone mit den Zementen CEM I und CEM III/A hergestellt. Der Wasserzementwert betrug 0,43. Ein Teil der Probekörper beider Betone wurde nach der Herstellung bei 20 °/65 % r. F. in Argon gelagert, um eine Carbonatisierung auszuschließen. Die entsprechenden Referenzprobekörper beider Betone lagerten bei 20 °/65 % r. F. in einer Klimakammer. Im Alter von 28, 56 und 98 Tagen wurde die Vickershärte über die Tiefe bestimmt.

Bei den in Argon gelagerten Proben war bei beiden Betonen unmittelbar unter der Oberfläche die Vickershärte infolge der Austrocknung und der damit verbundenen größeren Kapillarporosität signifikant niedriger als im Kernbeton der Betone. Mit zunehmender Tiefe nahm bei beiden Betonen die Vickershärte kontinuierlich zu, da die Hydratation weniger von der Austrocknung gestört wird. Ab einer Tiefe von rd. 10 mm war bei beiden Betonen kein Einfluss der Austrocknung mehr auf die Vickershärte feststellbar. Die Vickershärte blieb dann über die Tiefe konstant.

Bei den in der Klimakammer gelagerten Proben beider Betone war die Vickershärte unmittelbar unter Oberfläche infolge der Carbonatisierung deutlich höher als bei Argonlagerung. Hier zeigten sich beim CEM III tendenziell geringere Vickershärten, da sich bei der Carbonatisierung von CEM-III-Betonen neben Calciumcarbonat auch poröses Kieselgel bildet. Unterhalb der rd. 5 mm tiefen carbonatisierten Zone zeigten sich Vickershärten, die zu den in Argon gelagerten Proben vergleichbar waren.

Bei beiden Lagerungsarten wurde zudem beobachtet, dass mit zunehmendem Alter die Vickershärte infolge der fortschreitenden Hydratation zunahm. Dabei zeigte sich, dass mit zunehmendem Alter die Vickershärte auch in den Tie-

fen zunahm, die besonders stark von der Austrocknung betroffen waren. Folglich scheint bei mangelnder Nachbehandlung zumindest in geringem Umfang eine verzögerte Hydratation aus der Eigenfeuchte des Betons bzw. aus der Umgebungsfeuchte stattfinden zu können.

Im dritten Teil, der den Schwerpunkt der Untersuchungen bildete, wurde der **Einfluss der Nachbehandlung** auf die Vickershärte von Waschbetonen sowie konventionellen Oberbetonen unter Verwendung aller Zemente in Abhängigkeit der Tiefe untersucht. Der Wasserzementwert betrug beim Waschbeton 0,40 und beim konventionellen Oberbeton 0,43. Orientierend wurde beim Waschbeton zusätzlich der Einfluss des Wasserzementwerts untersucht. Dazu wurden 2 weitere Betone (CEM I und CEM III/A) mit einem Wasserzementwert von 0,50 hergestellt.

Es kamen für alle Betone folgende Nachbehandlungsvarianten zum Einsatz: Ohne Nachbehandlung (Extremfall), Aufsprühen eines Nachbehandlungsmittels (Praxisfall), Abdecken mit einem feuchten Jutetuch (Optimum). Beim Waschbeton wurde ausschließlich die nach dem Ausbürsten der Oberfläche erfolgende Nachbehandlung betrachtet. Die klimatischen Bedingungen während der Nachbehandlung/ Lagerung betragen 20 °C / 65 % r. F. Im Alter von 28 Tagen wurden die Vickershärte sowie der Frost-Tausalz-Widerstand der texturierten Oberseite bestimmt.

Die Untersuchung der Vickershärte hat ergeben, dass im oberflächennahen Bereich bis zu einer Tiefe von rd. 5 mm die Einflüsse aus der Austrocknung von der Carbonatisierung überlagert werden. Auch hier waren die Vickershärten beim CEM-III-Beton tendenziell geringer als beim CEM-I-Beton. Unterhalb der Carbonatisierungsfront zeigte sich in einer Tiefe von 7,5 mm, dass bei mangelnder Nachbehandlungsgüte die Vickershärte im Vergleich zum Kernbeton deutlich niedriger war. Unterhalb der Carbonatisierungsfront wurde kein Einfluss der Zementart auf die Vickershärte festgestellt. Die Vickershärten der hüttensandhaltigen Betone waren mit denen der Portlandzementbetone vergleichbar.

Ein Einfluss der Betonzusammensetzung (Waschbeton bzw. konventioneller Oberbeton mit Grindingtextur) wurde nicht beobachtet. Dominiert wurde auch hier die Vickershärte von der

Art der Nachbehandlung und damit von der Austrocknung des jungen Betons. Ohne Nachbehandlung betrug die Vickershärte im Alter von 28 Tagen in einer Tiefe von 7,5 mm nur rd. 75 % von der des Kernbetons. Mit zunehmender Tiefe nahm der Einfluss der Austrocknung ab und die Vickershärte erreichte ab einer Tiefe von rd. 13 mm den Wert des Kernbetons.

Zieht man nun zu den Erkenntnissen aus den Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung die Ergebnisse des ersten Teils der Untersuchungen, in dem der Einfluss des Wasserzementwerts und des Betonalters auf die Vickershärte untersucht wurde, lässt sich beispielsweise Folgendes ableiten: Ein Waschbeton, der mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt und nach dem Ausbürsten nicht nachbehandelt wurde, hat im Alter von 28 Tagen infolge der Austrocknung in einer Tiefe von 7,5 mm eine Vickershärte, die einem Beton entspricht, der mit einem Wasserzementwert von $> 0,50$ hergestellt wurde. Bezogen auf das Betonalter entsprach dies einer Vickershärte eines weniger als 3 Tage alten Betons (mit gleicher Zusammensetzung).

Des Weiteren wurde in den Untersuchungen festgestellt, dass durch das Auftragen eines Nachbehandlungsmittels die Vickershärten nur geringfügig über denen eines nicht nachbehandelten Betons lagen, obwohl die Wasserverdunstung während der Nachbehandlung geringer war als bei nicht nachbehandelten Betonen.

Über die Tiefe konstante Vickershärten wurden stets bei einer Nachbehandlung durch Abdecken mit einem feuchten Jutetuch erreicht. Daher hat sich diese Art der Nachbehandlung als ideale Nachbehandlung, die eine ungestörte Hydratation im oberflächennahen Bereich sicherstellt, bestätigt.

Die Bestimmung der Vickershärte der Waschbetone, die mit einem Wasserzementwert von 0,50 hergestellt wurden, ergab, dass diese in einer Tiefe von 7,5 mm bezogen auf die Vickershärte des Kernbetons mit dem entsprechenden Verhältniswert des Betons, der mit einem Wasserzementwert von 0,40 hergestellt wurde, vergleichbar war. Eine gegebenenfalls höhere Nachbehandlungsempfindlichkeit für einen der beiden Betone konnte daher nicht abgeleitet werden.

Ein signifikanter Einfluss der untersuchten Zementarten auf die Vickershärte wurde wie zuvor erwähnt nicht festgestellt. Jedoch zeigte sich er-

wartungsgemäß eine große Nachbehandlungsempfindlichkeit des CEM-III-Betons (Hütensandgehalt des Zements: rd. 46 %) beim Frost-Tausalz-Widerstand. Hier waren die Abwitterungen bei mangelnder Nachbehandlung deutlich höher als bei den nachbehandlungsunempfindlicheren CEM-I-Betonen. Wurde der CEM-III-Beton hingegen mit einem feuchten Jutetuch nachbehandelt, konnte ein zum CEM-I-Beton vergleichbarer Frost-Tausalz-Widerstand erzielt werden. Aber auch der CEM-II-Beton (Hütensandgehalt des Zements: rd. 24 %) zeigte sich bei der Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstands als nachbehandlungsunempfindlich. Bezogen auf die Bestimmung der Vickershärte waren die Abwitterungen der Betone gering, wenn die Vickershärte in einer Tiefe von 7,5 mm aufgrund einer ausreichenden Hydratation hoch war. Ein genereller Zusammenhang zwischen Vickershärte und Abwitterung besteht erwartungsgemäß nicht.

Zusätzlich zur Abwitterung konnte im Anschluss an die Prüfung des Frost-Tausalz-Angriffs über die Bestimmung der Vickershärte die Gefügeschädigung die aus dem Frost-Tausalz-Angriff resultierte, tiefenabhängig quantifiziert werden. Es zeigte sich, dass bei mangelnder Nachbehandlung die Schädigung unmittelbar unter der Oberfläche stärker ist und zusätzlich eine größere Wirkungstiefe als bei Nachbehandlung mit einem feuchten Jutetuch hat.

Aufgrund der ohne Nachbehandlung signifikant hohen Abwitterung des CEM-III-Betons fand eine ebenfalls signifikante Zunahme der Texturtiefe statt. Diese Zunahme hätte in der Praxis zur Folge, dass ein Großteil der lärmmindernden Eigenschaften des Waschbetons verloren ginge.

Im Hinblick auf die Nachbehandlung wurde zusätzlich der Einfluss der **Dauer der Nachbehandlung** untersucht. Für die Untersuchung wurde der Waschbeton unter Verwendung des CEM I sowie des CEM III/A hergestellt. Es wurden ebenfalls ausschließlich die Nachbehandlung nach dem Ausbürsten betrachtet. Zur Nachbehandlung wurde je ein Probekörper des Betons mit einem feuchten Jutetuch abgedeckt und dies jeweils nach 1, 3, 5, 7 und 14 Tagen entfernt. Jeweils eine Probe wurde nicht nachbehandelt. Alle Probekörper lagerten bei 20 °C / 65 % r. F. Im Alter von 28 Tagen wurde tiefenabhängig die Vickershärte der Betone bestimmt.

Sowohl für den CEM-I- als auch für den CEM-III-Beton wurde nach einer Nachbehandlungsdauer von 5 Tagen (Betonalter: 6 Tage) eine Vickershärte erreicht wurde, die mehr als 90 % von der der 14tägigen Nachbehandlung betrug. Die mittlere Druckfestigkeit der Betone zu diesem Zeitpunkt betrug 81 (CEM I) bzw. 72 % (CEM III/A) von der der jeweiligen 28-Tage-Druckfestigkeit.

Im letzten Teil der experimentellen Untersuchungen wurde die Mikroindentation eingesetzt, um zu klären, zu welchem **Zeitpunkt ein Grinding für Neubaustrecken** frühestens ausgeführt werden kann, ohne den noch jungen Beton infolge der mechanischen Beanspruchung während des Grindings mit zusätzlichem Grooving zu schädigen. Dazu wurde ein konventioneller Oberbeton ($w/z = 0,43$) hergestellt und nach 1, 3 und 7 Tagen die Oberfläche mittels Grinding und Grooving texturiert. Zusätzlich wurden die Druck- und Spaltzugfestigkeit des Betons zu den genannten Zeitpunkten bestimmt. Im Alter von 28 Tagen wurde die Vickershärte in Abhängigkeit der Tiefe sowie der Frost-Tausalz-Widerstand der texturierten Oberseite bestimmt¹³².

Insbesondere das Schneiden der Groovingrillen führte zu einem Herauslösen grober Gesteinskörner. Die Anzahl der herausgelösten Gesteinskörner nahm mit dem Betonalter zum Zeitpunkt des Grindings deutlich ab. Ab einem Betonalter von 7 Tagen erreichte die Anzahl der herausgelösten Gesteinskörner ein Minimum. Die Druck- und Spaltzugfestigkeit zu diesem Zeitpunkt betragen im Mittel 40 bzw. 3,5 N/mm². Die Bestimmung der Vickershärte unmittelbar unter der Groovingrinne ergab, dass die Probe, die im Alter von 1 Tag texturiert wurde, eine geringfügig niedrigere Vickershärte als die im Alter von 3 und 7 Tagen texturierten Proben aufwies, was gegebenenfalls auf eine Schädigung des Betons hindeutet. Bei einem Grinding und Grooving ab einem Alter von 3 Tagen blieb die Vickershärte gleich.

Bei der abschließend erfolgten Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstands war kein Einfluss des Texturierungszeitpunkts auf die Abwitterung, die bei allen Proben sehr gering war, feststellbar.

Aus den Untersuchungen können folgende **Schlussfolgerungen** gezogen werden:

- Die Mikroindentation nach Vickers ist ein geeignetes Prüfverfahren zur Bewertung der Gefügeeigenschaften von Betonen. Mit der Mikroindentation können Wechselwirkungen mit der Umwelt, die zu Gefügeveränderungen in der Betonrandzone führen, tiefenabhängig quantifiziert werden.
- Bei der Prüfung der Vickershärte im oberflächennahen Bereich ist unter Praxisbedingungen stets die Carbonatisierung zu berücksichtigen. Im Hinblick auf die Bewertung einer Nachbehandlung kann der von der Austrocknung betroffene oberflächennahe Bereich von der Carbonatisierung überlagert werden. Innerhalb der Carbonatisierungsfront ist die Vickershärte in der Regel höher als in der darunter liegenden Schicht, die infolge der Austrocknung eine geringe Vickershärte aufweist. Hohe Vickershärten, die, wie von Kern¹³³ beobachtet bei mangelnder Nachbehandlung in der Betonrandzone festgestellt wurden, können daher auf die Carbonatisierung zurückzuführen sein.
- Die Verwendung eines Nachbehandlungsmittels hat in diesen Untersuchungen zu keiner deutlichen Verbesserung der Vickershärte bzw. des Frost-Tausalz-Widerstands geführt, obwohl die Wasserverdunstung während der Nachbehandlung im Vergleich zu den entsprechenden nicht nachbehandelten Betonen deutlich verringert war. Dies bestätigt Beobachtungen^{134,135}, dass eine Verringerung der Gesamtwasserabgabe während der Nachbehandlungsphase nicht zwangsläufig die Hydratation im oberflächennahen Bereich verbessert. Möglicherweise reicht die Sperrwirkung eines Nachbehandlungsmittels nicht per se aus, um auch im oberflächennahen Bereich eine ungestörte Hydratation sicherzustellen.

¹³² Anmerkung: Ein Teil dieser Untersuchungen wurde bereits veröffentlicht (Skarabis: Grinding – die Betonoberfläche der Zukunft?) Nicht veröffentlicht sind die Untersuchungen der Vickershärte, auf denen hier der Fokus liegt.

¹³³ Kern: Der Einfluss der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons

¹³⁴ Gehlen: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen

¹³⁵ Ehrhardt: Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz-Widerstand der Betonrandzone

- Wie auch in der Literatur häufig beobachtet, führte auch hier die gewählte Nassnachbehandlung des Betons zu den besten Festbeeigenschaften. Das Abdecken mit einem feuchten Jutetuch hat zu über die Tiefe konstanten Vickershärten geführt. Somit ist dies eine ideale Nachbehandlung, die die Hydratation im oberflächennahen Bereich sicherstellt. Hinzu kommt, dass mit dieser Nachbehandlung bei hoher Sonneneinstrahlung gleichzeitig auch ein Aufheizen der Betonoberfläche verringert werden kann.

Im Hinblick auf die **Praxis des Betonstraßenbaus** kann Folgendes aus den Untersuchungen abgeleitet werden:

1. Erfahrungsgemäß sind CEM-I-Betone im Betonstraßenbau im Vergleich zu hüttensandhaltigen Zementen nachbehandlungsunempfindlicher, was sich auch in diesen Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand zeigte. Ein Hüttensandgehalt von bis zu 24 % kann jedoch, wie es bei dem hier verwendeten CEM II/B-S der Fall war, durchaus gleichwertig sein.
2. Bei Verwendung eines CEM III/A ist die Güte der Nachbehandlung zu erhöhen, um einen zu den oben genannten Zementen vergleichbaren Frost-Tausalz-Widerstand zu erzielen.
3. Insbesondere für Unterbetone können klinker-reduzierte Zemente zur AKR-Vermeidung eine sinnvolle Alternative sein.
4. Für eine dauerhafte Texturgeometrie, die zur Sicherstellung der Lärminderungseigenschaften essenziell ist, ist eine Nassnachbehandlung des jungen Betons zu empfehlen. Hinzu kommt, dass lärmindernde Texturen, wie z. B. lärmtechnisch optimierte Grinding-texturen, sehr geringe Texturtiefen aufweisen können. Eine mangelnde Nachbehandlung würde hier gegebenenfalls zu einem schnellen Einebnen der Textur und so zu einer unzureichenden Griffbarkeit führen können.
5. Die tiefenabhängige Bestimmung der Vickershärte hat unter den hier gewählten Randbedingungen gezeigt, dass eine mangelnde Nachbehandlung zu einer Störung der Hydratation bis zu einer Tiefe von rd. 13 mm zur Folge hat. Diese Einflusstiefe belegt, dass auch bei Neubaustrecken, die mit Waschbeton bzw. Grinding, zu deren Herstellung rd. 5 mm der Oberfläche abgetragen werden, eine hohe Nachbehandlungsgüte notwendig ist, um eine hohe Dauerhaftigkeit sicherzustellen.
6. Wenn Neubaustrecken mittels Grinding texturiert werden, kann unter den hier gewählten Randbedingungen für die Praxis gefolgert werden, dass ab einer mittleren Druckfestigkeit von 40 N/mm² bzw. einer mittleren Spaltzugfestigkeit von 3,5 N/mm² die bestmögliche Texturgeometrie erreicht wird. Dies wurde bei Lagerungen unter Laborbedingungen im Alter von sieben Tagen erreicht.
7. Hinsichtlich der erforderlichen Dauer einer Nachbehandlungsmaßnahme wurde festgestellt, dass nach Erreichen von rd. 70 (CEM III/A) bzw. 81 % (CEM I) der mittleren 28-Tage-Druckfestigkeit ein ausreichend dichtes Gefüge vorliegt. Eine Fortsetzung der Nachbehandlung hat ab diesem Zeitpunkt zu keiner nennenswerten Verbesserung der Vickershärte geführt. In den Laborversuchen wurden diese Festigkeiten im Betonalter von 6 Tagen erreicht. Das Erreichen von 70 % der 28-Tage-Festigkeit deckt sich weitestgehend mit der Forderung aus der DIN 1045-3¹³⁶, wonach für verschleißbeanspruchte Betonoberflächen der Beton so lange nachzubehandeln ist, bis im oberflächennahen Bereich mindestens 70 % der charakteristischen Festigkeit erreicht sind.

¹³⁶ DIN 1045-3: S. 21

11 LITERATURVERZEICHNIS

- Blab, R. et al.: BETONSTRASSEN. Das Handbuch – Leitfaden für die Praxis, Zement + Beton Handels- und Werbeges. m.b.H.
- Beckenbauer, T.: Physik der Reifen-Fahrbahn-Geräusche - Geräuschenstehung, Wirkungsmechanismen und akustische Wirkung unter dem Einfluss von Bautechnik und Straßenbetrieb; Geräuschmindernde Fahrbahnbeläge in der Praxis – Lärmaktionsplanung, 4. Informationstage, 11./12.06.2008.
- Bilgeri, P. et al.: Fahrbahndeckenbeton auf der BAB A 44 mit Hochofenzement CEM III/A 42,5 N, Straße und Autobahn 9.2004, Kirschbaum Verlag.
- Bilgeri, P. et al.: Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen in Fahrbahndeckenbeton, Beton-Informationen 2, 2007.
- Bunke, N.: Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 422, erarbeitet vom Arbeitsausschuss DIN 1048, zusammengestellt von Norbert Bunke, Beuth Verlag GmbH Berlin · Köln, Berlin 1991.
- Bonzel, J., Kadlec, V.: Einfluss der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons, Forschungsinstitut der Zementindustrie Betontechnische Berichte, beton Heft 7 und 8 1970.
- Domke, W.: Werkstoffkunde und Werkstoffprüfung, 10., verbesserte Auflage. Cornelsen Verlag Schwann-Girardet, Düsseldorf, 1986.
- Erdem, S., Dawson, A.R., Thom, N.H.: Influence of the micro- and nanoscale local mechanical properties of the interfacial transition zone on impact behavior of concrete made with different aggregates, Cement and Concrete Research 42, 2012, S. 447-458.
- Ehrhardt, D.: Zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung und den Frost-Tausalz-Widerstand der Betonrandzone, Dissertation, Hamburg, 2016.
- Ehrlich, N. et al.: Fahrbahndecke mit Hochofenzement CEM III/A, beton 11/2008, Verlag Bau + Technik.
- Feldman, R.F., Cheng-yi, H.: Properties of Portland Cement-Silica Fume Pastes, II.: Mechanical Properties, Cement and Concrete Research 15, 1985, S. 943-952.
- Flatt, R.J., Scherer, G.W., Bullard, J.W.: Why alite stops hydrating below 80% relative humidity, Cement and Concrete Research, 41, 2011, S. 987 – 992.
- Gehlen, C., Lowke, D., Skarabis, J.: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1052: Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen, 2011.
- Glinicki, M. A., Zielinski, M.: Depth-sensing indentation method for evaluation of efficiency of secondary cementitious materials, Cement and Concrete Research 34, 2004, S. 721 bis 724.
- Gräf, H., Grube, H.: Einfluss der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit, Betontechnische Berichte 1986/88, S. 79 bis 99. Beton-Verlag, Düsseldorf 1989.
- Haegermann, B.: Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstands, Beton-Informationen 1-88.
- Hainer, S., Proske, T., Graubner, C.: Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen, Beton- u. Stahlbetonbau 110, Verlag Ernst & Sohn, 2015.
- Herrmann, K. et al.: Härteprüfung an Metallen und Kunststoffen, Grundlagen und Überblick zu modernen Verfahren. expert verlag, Renningen, 2007.
- Hilsdorf, H. K., Günter, M.: Einfluss der Nachbehandlung und Zementart auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3 1986.
- Huber, J.: Zur Nachbehandlung von Beton – Auswirkungen des Wasserverlustes durch Evaporation in jungem Alter am Beispiel von Straßenbeton, Dissertation, München 2009.
- Jensen, O. M., Hansen, P. F., Lachowski, E. E., & Glasser, F. P.: Clinker mineral hydration at reduced relative humidities. Cement and Concrete Research, 29, 1999, S. 1505-1512.
- Kadlec, V., Dohnalek, J.: Mikrohärtprüfung von Beton, Zeitschrift beton, Ausgabe 5 1982.
- Kadlec, V., Dohnalek, J.: Mikrohärtprüfung von Beton, Zeitschrift beton, Ausgabe 6 1982.

- Kern, R.: Der Einfluss der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons, Dissertation, Darmstadt, 1998.
- Kubens, S., Zellhuber, E., Rabald, K. et al.: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dichtigkeit und Druckfestigkeit von Beton, beton 1+2 2005, Verlag Bau + Technik.
- Li, W., Xiao, J., Sun, Z. et al.: Interfacial transition zones in recycled aggregate concrete with different mixing approaches, Construction and Building Materials 35, 2012, S. 1045-1055.
- Locher, Friedrich W.: Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2000.
- Lohaus, L., Petersen, L.: Einfluss baupraktischer Parameter auf die Ergebnisse des CDF- und CIF-Verfahrens, beton 2/2004, Verlag Bau + Technik.
- Ludwig, H.-M.: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton, Dissertation, Weimar 1996.
- Ludwig, H.-M.: Eigenschaften von Betonen mit Portlandhüttenzementen, 14. Internationale Baustofftagung ibausil, Tagungsband 1 S. 1.1141 - 1.1157, Weimar 2000.
- Neville, A.M.: Properties of Concrete, Pitman Publishing Ltd., London, 1981.
- Nischer, P.: Betonwerk- und Fertigteil-Technik: Austrocknen von jungem Beton, Teil 2, Heft 4 1976.
- Nischer, P.: Betonwerk- und Fertigteil-Technik: Austrocknen von jungem Beton, Teil 3, Heft 5 1976.
- Pang, B., Zhou, Z., Cheng, Du et al.: ITZ properties of concrete with carbonated steel slag aggregate in salty freeze-thaw environment, Construction and Building Materials 114 2016, S. 162 - 171.
- Patel, R.G., Killoh, D.C., Parrott, L.J., Gutteridge, W.A.: Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity in Portland cement paste, Materials and Structures, 1988, 21, Seite 192 - 197.
- Powers, T.C.: A Discussion of Cement Hydration in Relation to the Curing of Concrete, Proceedings of the Highway Research Board, Volume 27, 1947, S. 178 - 188.
- Rucker-Gramm, P.: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen, Dissertation, München 2008.
- Skarabis, J., Schießl, P.: Oberflächendauerhaftigkeit von Straßenbetonen, ibausil 2009, Tagungsband 2.
- Skarabis, J., Gehlen, C.: Dauerhaftigkeit flugaschehaltiger Straßenbetone: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V., 50. Forschungskolloquium am 8./9. Oktober 2009.
- Skarabis, J.: Optimierung von Waschbetonfahrbahndecken, GRIFFIG, 2/2014.
- Skarabis, J., Stöckert, U.: Noise emission of concrete pavement surfaces produced by diamond grinding, Journal of traffic and Transportation Engineering, 2015.
- Skarabis, J., Gehlen, C.: Lärmoptimiertes Grinding – Erfahrungen aus bisherigen Erprobungsstrecken, Straße und Autobahn, November 2016.
- Skarabis, J.: Skid Resistance of Concrete Roads, Vortrag Betonstraßentagung 2018.
- Skarabis, J.: Grinding – die Betonoberfläche der Zukunft?, Straße und Autobahn, August 2019.
- Smith und Sandland: Die Verwendung von Diamantpyramiden für die Härteprüfung, Journal of Iron and Steel Research, International, 1925
- Sonebi, M.: Utilization of Micro-Indentation Technique to determine the Micromechanical Properties of ITZ in Cementitious Materials, Proceedings of ACI Session on “Nanotechnology of Concrete: Recent Developments and Future Perspectives”, Denver, 07.11.2006.
- Spears, R.E.: The 80 Percent Solution to Inadequate Curing Problems, Concrete International, April 1983, S.15-18.
- Spörel, F., Müller, H. et al.: Einfluss der Nachbehandlung auf die Dauerhaftigkeit geschalter massiger LP-Betonbauteile, beton 6/2013, Verlag Bau + Technik.
- Stark, J., Ehrhardt, D.: Optimierung des Nachbehandlungssystems für Betone mit CEM II/B-S Zementen, Verband Deutscher Betoningenieure, Band 17, Verlag VDB 2010.
- Stark J.; Wicht B.: Zement und Kalk - Der Baustoff als Werkstoff, Verlag Springer, 2000.
- Utgenannt, P.: The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete, Report TVBM-1021, Lund University, 2004.

Villaret, S., Beckenbauer, T., Schmidt, J., Pichottka, S., Alte-Teigeler, R., Frohböse, B., Alber, S.: FE 08.0210/2010/ORB: Untersuchung der lärmtechnischen Eigenschaften von Betonfahrbahndecken mit Grinding-Oberflächen, Hoppegarten, November 2011.

Wang, X.H., Jacobsen, S., He, J.Y. et al.: Application of nanoindentation testing to study of the interfacial transition zone in steel fiber reinforced mortar, *Cement and Concrete Research* 39, 2009, S. 701-715.

Wei, S., Mandel, J.A., Said, S.: Study of the interface strength in steel fibre reinforced cement based composites, *Journal of American Concrete Institute* 83, 1986. S. 597-605.

Weigler, H.: Nachbehandlung des Betons – Bedeutung und Anforderungen, *Betonwerk und Fertigteile-Technik*, Heft 11, 1983, S. 136-142.

Wittmann, F.H.: Hydratation und Festigkeit einer frühzeitig ausgetrockneten Portlandzementprobe, *Zement-Kalk-Gips*, Vol. 19 (1966), No. 9, S. 448-451.

Xiong, C., Jiang, L., Xu, Yi et al.: Deterioration of pastes exposed to leaching, external sulfate attack and the dual actions, *Construction and Building Materials* 116, 2016, S. 52-62.

Zement – Taschenbuch 2002, 50. Auflage, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Verlag Bau+Technik, Düsseldorf.

Zimbelmann, R.: A Contribution to the Problem of Cement-Aggregate Bond, *Cement and Concrete Research* 15, 1985 S. 801-808.

Zhu, W., Bartos, P.J.M.: Application of depth-sensing microindentation testing to study of interfacial transition zone in reinforced concrete, *Cement and Concrete Research* 30, 2009, S. 1299-1304.

Regelwerke

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Sachgebiet 12.1: Umweltschutz; Lärmschutz: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 5/2006, Bonn, 17.02.2006.

DIN EN ISO 483: Kunststoffe – Kleine Kammern für die Konditionierung und Prüfung bei konstanter relativer Luftfeuchte über wässrigen Lösungen (ISO 483:2005); Deutsche Fassung EN ISO 483:2005, Februar 2006.

DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, August 2008.

DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung, März 2012.

DIN EN 13036-1: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren – Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens; Deutsche Fassung EN 13036-1:2010.

DIN EN ISO 13473-1: Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 1: Bestimmung der mittleren Profiltiefe, August 2017.

DIN EN ISO 6507-1: Metallische Werkstoffe – Härteprüfung nach Vickers – Teil 1: Prüfverfahren (ISO 6507-1: 2005); Deutsche Fassung EN ISO 6507-1: 2005, März 2006.

DIN EN ISO 11819-1: Messung des Einflusses von Straßenoberflächen auf Verkehrsgeräusche – Teil 1: Statistisches Vorbeifahrtverfahren, Mai 2002.

DIN EN ISO 14577-1: Metallische Werkstoffe – Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter – Teil 1: Prüfverfahren (ISO 14577-1:2015); Deutsche Fassung EN ISO 14577-1: November 2015.

DIN EN ISO 14577-4: Metallische Werkstoffe – Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter – Teil 4: Prüfverfahren für metallische und nichtmetallische Schichten (ISO 14577-4:2007); Deutsche Fassung EN ISO 14577-4: August 2007.

DIN EN 12350-4: Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmaß; Deutsche Fassung EN 12350-4:2009, August 2009.

DIN EN 12350-6: Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2009, März 2011.

DIN EN 12350-7: Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2009, August 2009.

DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009, August 2009.

DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009, Juli 2009.

DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009, Juli 2009.

DIN CEN/TS 12390-9: Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung; Deutsche Fassung CEN/TS 12390-9:2006, August 2006.

DIN EN ISO 13473-1: Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 1: Bestimmung der mittleren Profiltiefe (ISO 13473-1:1997); Deutsche Fassung EN ISO 13473-1:2004, Juli 2004.

DIN ISO 13473-2: Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 2: Begriffe und grundlegende Anforderungen für die Analyse von Fahrbahntexturprofilen (ISO 13473-2:2002): Juli 2004.

ISO 6508-1: Metallic materials - Rockwell hardness test - Part 1, 2015.

FGSV: TP B-StB: Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen, Teil 3.1.05: Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2016.

FGSV: ZTV Beton-StB 07: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 2007.

FGSV: TL Beton-StB 07: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 2007.

FGSV: TP B-StB Teil 3.1.08: Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen: Luftporenkennwerte am Festbeton, Köln, Ausgabe 2017.

FGSV: M OB: Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 2009.

FGSV: Arbeitsgruppe Infrastrukturmanagement: Arbeitspapier - Textureinfluss auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Fassung 2012.

FGSV: TP Griff-StB (SRT) - Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau Teil: Messverfahren SRT, Köln, 2004.

FGSV: TP Griff-StB (SKM) - Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau Teil: Seitenkraftmessverfahren (SKM), Köln, 2007.

Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS) 08.17.02: Deckenherstellung, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, März 2007.

Der Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen (RLS-90), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 1990, Berichtigter Nachdruck Februar 1992.

ANHANG

Kapitel 5: EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Eigenschaften der verwendeten Zemente:

Tabelle A 1: Dichte und Blaine-Wert der verwendeten Zemente

		Dichte [g/cm ³]	Blainewert [cm ² /g]
Werk A	CEM I 42,5 N	3,16	3300
	CEM III/A 42,5 N-NA	3,00	5000
Werk B	CEM I 42,5 N	3,13	3650
	CEM II/B-S 42,5 N	3,06	4350

Tabelle A 2: Hauptbestandteile der verwendeten Zemente

	Werk A		Werk B	
	CEM I 42,5 N	CEM III/A 42,5 N-NA	CEM I 42,5 N	CEM II/B- S 42,5 N
C ₂ S [%]	16,3	9,9	18,1	11,5
C ₃ S [%]	58,4	31,6	61,2	50,2
C ₃ A [%]	7,7	2,1	4,5	5,3
C ₄ AF [%]	9,2	7,4	10,6	5,8
Hüttensand [%]	-	45,6	-	24,3

Tabelle A 3: Chemische Analyse der verwendeten Zemente

	Werk A		Werk B	
	CEM I 42,5 N	CEM III/A 42,5 N-NA	CEM I 42,5 N	CEM II/B- S 42,5 N
GV	1,85	1,55	2,47	1,74
SO ₃	2,46	2,83	2,61	2,95
Cl	0,057	0,078	0,094	0,086
Sulfid	-	0,83	-	0,35
Na ₂ O	0,24	0,34	0,23	0,28
K ₂ O	0,58	0,83	0,54	0,56
Na ₂ O-Ä	0,62	0,88	0,58	0,65
CaO	62,62	52,09	64,35	56,82
MgO	3,13	5,24	1,79	3,28
Fe ₂ O ₃	2,96	1,77	2,21	1,75
Al ₂ O ₃	4,98	6,47	4,25	5,91
SiO ₂	20,06	26,32	20,70	24,56
P ₂ O ₅	0,14	0,07	0,16	0,10
SO ₃	2,62	3,91	2,68	3,52
TiO ₂	0,31	0,47	0,23	0,36
BaO	0,02	0,05	0,02	0,04
SrO	0,14	0,11	0,20	0,21
MnO	0,04	0,12	0,04	0,08
Cr ₂ O ₃	0,02	0,01	0,01	0,01
V ₂ O ₅	0,01	0,01	0,01	0,01
ZnO	0,03	0,02	0,02	0,01
Summe	99,64	99,98	99,92	99,43

Kapitel 7: EINFLUSS DER CARBONATISIERUNG AUF DIE VICKERSHÄRTE DES BETONGEFÜGES



	Maximale Carbonatisierungstiefe max d_{c2} [mm]	
	Argonlagerung	Luftlagerung
28 d		
	0,0	2,5
56 d	0,0	3,0
	0,0	4,0

Abbildung A 1: Beton 1 CEM I Werk A: Fotos der gespaltenen und mit Phenolphthalein besprühten Proben sowie maximale am Farbumschlag ermittelte Carbonatisierungstiefen max d_{c2}

$$w/z_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = (30,8 - 97,14) / (-114,49) = 0,56$$

Gleichung A 8

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,56 - 0,50 = 0,10$$

Gleichung A 9

Jutetuch

$$w/z_{\text{fiktiv}, \text{Kern}} = (41,8 - 97,14) / (-114,49) = 0,49$$

Gleichung A 10

$$w/z_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = (41,9 - 97,14) / (-114,49) = 0,46$$

Gleichung A 11

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,49 - 0,46 = -0,03$$

Gleichung A 12

Kapitel 8.4.1: Einfluss der Nachbehandlung

Nachbehandlungsfaktoren und fiktive Wasserzementwerte

CEM I Werk B, $w/z = 0,40$

Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

20/65

$$k_{NB} = 29,7 / 42,0 = 0,71$$

Gleichung A 1

NBM

$$k_{NB} = 30,8 / 40,8 = 0,75$$

Gleichung A 2

Jutetuch

$$k_{NB} = 41,9 / 41,8 = 1,00$$

Gleichung A 3

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} :

20/65

$$w/z_{\text{fiktiv}, \text{Kern}} = (42,0 - 97,14) / (-114,49) = 0,49$$

Gleichung A 4

$$w/z_{\text{fiktiv}, 7,5 \text{ mm}} = (29,7 - 97,14) / (-114,49) = 0,57$$

Gleichung A 5

$$\Delta w/z_{\text{fiktiv}} = 0,57 - 0,49 = 0,08$$

Gleichung A 6

NBM

$$w/z_{\text{fiktiv}, \text{Kern}} = (40,8 - 97,14) / (-114,49) = 0,50$$

Gleichung A 7

CEM II/B-S Werk B, w/z = 0,40Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

20/65

$$k_{NB} = 32,9 / 43,3 = 0,76 \quad \text{Gleichung A 13}$$

NBM

$$k_{NB} = 33,5 / 41,9 = 0,80 \quad \text{Gleichung A 14}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 43,3 / 42,6 = 1,02 \quad \text{Gleichung A 15}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} :

20/65

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (43,3 - 87,985) / (-101,88) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 16}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (32,9 - 87,985) / (-101,88) = 0,54 \quad \text{Gleichung A 17}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,54 - 0,47 = 0,07 \quad \text{Gleichung A 18}$$

NBM

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (41,9 - 87,985) / (-101,88) = 0,49 \quad \text{Gleichung A 19}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (33,5 - 87,985) / (-101,88) = 0,54 \quad \text{Gleichung A 20}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,54 - 0,49 = 0,05 \quad \text{Gleichung A 21}$$

Jutetuch

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (42,6 - 87,985) / (-101,88) = 0,48 \quad \text{Gleichung A 22}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (43,3 - 87,985) / (-101,88) = 0,45 \quad \text{Gleichung A 23}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,45 - 0,48 = -0,03 \quad \text{Gleichung A 24}$$

Kapitel 8.4.2: Einfluss der Nachbehandlungsdauer

Nachbehandlungsfaktoren und fiktive Wasserzementwerte:

CEM I Werk A, w/z = 0,40Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

Dauer: 0 d

$$k_{NB} = 30,3 / 49,3 = 0,62 \quad \text{Gleichung A 25}$$

Dauer: 1 d

$$k_{NB} = 35,0 / 49,3 = 0,71 \quad \text{Gleichung A 26}$$

Dauer: 3 d

$$k_{NB} = 41,1 / 49,3 = 0,83 \quad \text{Gleichung A 27}$$

Dauer: 5 d

$$k_{NB} = 47,9 / 49,3 = 0,97 \quad \text{Gleichung A 28}$$

Dauer: 7 d

$$k_{NB} = 49,2 / 49,3 = 1,0 \quad \text{Gleichung A 29}$$

Dauer: 14 d

$$k_{NB} = 49,3 / 49,3 = 1,0 \quad \text{Gleichung A 30}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} :

Dauer: 0 d

$$w/z_{fiktiv} = (30,3 - 94,853) / (-108,77) = 0,59 \quad \text{Gleichung A 31}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,59 - 0,42 = 0,17 \quad \text{Gleichung A 32}$$

Dauer: 1 d

$$w/z_{fiktiv} = (35,0 - 94,853) / (-108,77) = 0,55 \quad \text{Gleichung A 33}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,55 - 0,42 = 0,13 \quad \text{Gleichung A 34}$$

Dauer: 3 d

$$w/z_{fiktiv} = (41,1 - 94,853) / (-108,77) = 0,49 \quad \text{Gleichung A 35}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,49 - 0,42 = 0,07 \quad \text{Gleichung A 36}$$

Dauer: 5 d

$$w/z_{fiktiv} = (47,9 - 94,853) / (-108,77) = 0,43 \quad \text{Gleichung A 37}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,43 - 0,42 = 0,01 \quad \text{Gleichung A 38}$$

Dauer: 7 d

$$w/z_{fiktiv} = (49,2 - 94,853) / (-108,77) = 0,42$$

Gleichung A 39

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,42 - 0,42 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 40}$$

Dauer: 14 d

$$w/z_{fiktiv} = (49,3 - 94,853) / (-108,77) = 0,42$$

Gleichung A 41

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,42 - 0,42 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 42}$$

CEM III/A Werk A, w/z = 0,40

Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

Dauer: 0 d

$$k_{NB} = 30,7 / 49,0 = 0,63 \quad \text{Gleichung A 43}$$

Dauer: 1 d

$$k_{NB} = 33,3 / 49,0 = 0,68 \quad \text{Gleichung A 44}$$

Dauer: 3 d

$$k_{NB} = 40,6 / 49,0 = 0,83 \quad \text{Gleichung A 45}$$

Dauer: 5 d

$$k_{NB} = 44,1 / 49,0 = 0,90 \quad \text{Gleichung A 46}$$

Dauer: 7 d

$$k_{NB} = 50,9 / 49,0 = 1,04 \quad \text{Gleichung A 47}$$

Dauer: 14 d

$$k_{NB} = 49,0 / 49,0 = 1,00 \quad \text{Gleichung A 48}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} :

Dauer: 0 d

$$w/z_{fiktiv} = (30,7 - 94,853) / (-108,77) = 0,59$$

Gleichung A 49

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,59 - 0,42 = 0,17 \quad \text{Gleichung A 50}$$

Dauer: 1 d

$$w/z_{fiktiv} = (33,3 - 94,853) / (-108,77) = 0,57$$

Gleichung A 51

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,57 - 0,42 = 0,15 \quad \text{Gleichung A 52}$$

Dauer: 3 d

$$w/z_{fiktiv} = (40,6 - 94,853) / (-108,77) = 0,50$$

Gleichung A 53

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,50 - 0,42 = 0,05 \quad \text{Gleichung A 54}$$

Dauer: 5 d

$$w/z_{fiktiv} = (44,1 - 94,853) / (-108,77) = 0,47$$

Gleichung A 55

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,47 - 0,42 = 0,05 \quad \text{Gleichung A 56}$$

Dauer: 7 d

$$w/z_{fiktiv} = (50,9 - 94,853) / (-108,77) = 0,40$$

Gleichung A 57

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,40 - 0,42 = -0,02 \quad \text{Gleichung A 58}$$

Dauer: 14 d

$$w/z_{fiktiv} = (49,0 - 94,853) / (-108,77) = 0,42$$

Gleichung A 59

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,42 - 0,42 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 60}$$

Kapitel 8.5.1: Einfluss der Art der Nachbehandlung (Beton 2 mit Grindingtextur)**CEM I Werk A, w/z = 0,43**Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

20/65

$$k_{NB} = 35,2 / 44,3 = 0,80 \quad \text{Gleichung A 61}$$

NBM

$$k_{NB} = 34,0 / 45,2 = 0,75 \quad \text{Gleichung A 62}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 45,0 / 44,8 = 1,01 \quad \text{Gleichung A 63}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} (gemäß Gleichung 18):

20/65

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (44,3 - 97,531) / (-112,08) = 0,48 \quad \text{Gleichung A 64}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (35,2 - 97,531) / (-112,08) = 0,56 \quad \text{Gleichung A 65}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,56 - 0,48 = 0,08 \quad \text{Gleichung A 66}$$

NBM

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (45,2 - 97,531) / (-112,08) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 67}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (34,0 - 97,531) / (-112,08) = 0,57 \quad \text{Gleichung A 68}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,57 - 0,47 = 0,10 \quad \text{Gleichung A 69}$$

Jutetuch

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (44,8 - 97,531) / (-112,08) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 70}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (45,0 - 97,531) / (-112,08) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 71}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,47 - 0,47 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 72}$$

CEM III/A Werk A, w/z = 0,43Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

20/65

$$k_{NB} = 26,5 / 40,7 = 0,65 \quad \text{Gleichung A 73}$$

NBM

$$k_{NB} = 29,0 / 40,9 = 0,71 \quad \text{Gleichung A 74}$$

Jutetuch

$$k_{NB} = 40,3 / 40,3 = 1,00 \quad \text{Gleichung A 75}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} (gemäß Gleichung 18):

20/65

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (40,7 - 87,821) / (-100,3) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 76}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (26,5 - 87,821) / (-100,3) = 0,61 \quad \text{Gleichung A 77}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,61 - 0,47 = 0,14 \quad \text{Gleichung A 78}$$

NBM

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (40,9 - 87,821) / (-100,3) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 79}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (29,0 - 87,821) / (-100,3) = 0,59 \quad \text{Gleichung A 80}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,59 - 0,47 = 0,12 \quad \text{Gleichung A 81}$$

Jutetuch

$$w/z_{fiktiv, Kern} = (40,3 - 87,821) / (-100,3) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 82}$$

$$w/z_{fiktiv, 7,5 mm} = (40,3 - 87,821) / (-100,3) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 83}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,47 - 0,47 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 84}$$

Kapitel 8.5.2: Einfluss der Dauer der Nachbehandlung (Beton 2 mit Besenstrichtextur)**CEM I Werk A, w/z = 0,43**Nachbehandlungsfaktoren k_{NB}

Dauer: 0 d

$$k_{NB} = 36,8 / 48,6 = 0,76 \quad \text{Gleichung A 85}$$

Dauer: 1 d

$$k_{NB} = 41,5 / 48,6 = 0,85 \quad \text{Gleichung A 86}$$

Dauer: 2 d

$$k_{NB} = 45,4 / 48,6 = 0,93 \quad \text{Gleichung A 87}$$

Dauer: 4 d

$$k_{NB} = 47,7 / 48,6 = 0,98 \quad \text{Gleichung A 88}$$

Dauer: 7 d

$$k_{NB} = 47,0 / 48,6 = 0,97 \quad \text{Gleichung A 89}$$

Dauer: 14 d

$$k_{NB} = 48,6 / 48,6 = 1,00 \quad \text{Gleichung A 90}$$

fiktive Wasserzementwerte w/z_{fiktiv} : (gemäß Gleichung 18)

Dauer: 0 d

$$w/z_{fiktiv, 0 d} = (36,8 - 97,531) / (-112,08) = 0,54 \quad \text{Gleichung A 91}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,54 - 0,44 = 0,11 \quad \text{Gleichung A 92}$$

Dauer: 1 d

$$w/z_{fiktiv, 1 d} = (41,5 - 97,531) / (-112,08) = 0,50 \quad \text{Gleichung A 93}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,50 - 0,44 = 0,06 \quad \text{Gleichung A 94}$$

Dauer: 2 d

$$w/z_{fiktiv, 2 d} = (45,4 - 97,531) / (-112,08) = 0,47 \quad \text{Gleichung A 95}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,47 - 0,44 = 0,03 \quad \text{Gleichung A 96}$$

Dauer: 4 d

$$w/z_{fiktiv, 4 d} = (47,7 - 97,531) / (-112,08) = 0,44 \quad \text{Gleichung A 97}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,44 - 0,44 = 0,01 \quad \text{Gleichung A 98}$$

Dauer: 7 d

$$w/z_{fiktiv, 7 d} = (47,0 - 97,531) / (-112,08) = 0,45 \quad \text{Gleichung A 99}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,45 - 0,44 = 0,01 \quad \text{Gleichung A 100}$$

Dauer: 14 d

$$w/z_{fiktiv, 14 d} = (48,6 - 97,531) / (-112,08) = 0,44 \quad \text{Gleichung A 101}$$

$$\Delta w/z_{fiktiv} = 0,44 - 0,44 = 0,00 \quad \text{Gleichung A 102}$$