

# **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 63**

**bast**

# **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**

## **Teil 1: Anwendung von Selbstver- dichtendem Beton (SVB) im Tunnelbau**

von

Michael Heunisch  
Martina Hoepfner  
Ralph Pierson (†)

König und Heunisch Planungsgesellschaft (KHP), Frankfurt/Main

Frank Dehn  
Marco Orgass

Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das  
Bauwesen Leipzig GmbH, Leipzig

## **Teil 2: Brandschutzverhalten von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Straßentunnelbau**

von

Frank Dehn  
Claudia Sint  
Marco Orgass

Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das  
Bauwesen Leipzig GmbH, Leipzig

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 63**

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines  
B - Brücken- und Ingenieurbau  
F - Fahrzeugtechnik  
M - Mensch und Sicherheit  
S - Straßenbau  
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

#### **Impressum**

**Bericht zu den Forschungsprojekten FE 15.390/2003/ERB:**  
Anwendung von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Tunnelbau  
**und FE 15.391/2003/ERB:**  
Brandschutzverhalten von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Straßentunnelbau

**Projektbetreuung**  
Frank Heimbecher

**Herausgeber**  
Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

**Druck und Verlag**  
Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-86509-854-2

Bergisch Gladbach, August 2008

## **Teil 1:**

### **Anwendung von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Tunnelbau**

## Kurzfassung – Abstract

### Anwendung von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Tunnelbau

Ziel der Untersuchungen war es, die Leistungsfähigkeit von SVB für die Anwendung im Straßentunnelbau zu verifizieren. Insbesondere sollte geprüft werden, ob die Robustheit des SVB gegenüber den in der Baupraxis auftretenden Veränderungen bei den Ausgangsstoffen und den Herstellungsbedingungen ausreichend ist und ob Fehler bei der Umschließung komplizierter Einbauteile in Tunnelinnenschalen durch den Einsatz von SVB vermieden werden können.

Die Untersuchungen erfolgten an einem Straßentunnelbauwerk. Im Zuge der Ausführung des Schlossbergtunnels (B 277, Ortsdurchführung Dillenburg, Hessen) wurde eine ca. 30 m lange Versuchsstrecke mit insgesamt 6 Innenschalenblöcken aus SVB ausgeführt. Dieses Pilotprojekt wurde durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), im Jahr 2003 initiiert.

Unter Beachtung der vorhandenen Ausgangsstoffe, aber auch der vorherrschenden Gegebenheiten an der mobilen Baustellenmischanlage geschuldet, wurde ein SVB der Festigkeitsklasse C30/37 konzipiert. Die Betonzusammensetzung zeichnet sich durch eine Verarbeitungszeit von mindestens 2 Stunden, eine Ausschalfestigkeit von mindestens 3 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden und eine durch die Verwendung von Flugasche reduzierte Hydratationswärmeentwicklung aus.

Die Herstellung, der Einbau und die Nachbehandlung des SVB erfolgte entsprechend einer erteilten Zustimmung im Einzelfall (ZiE) unter Beachtung des speziell für den Tunnelbau abgestimmten Qualitätsmanagementsystems (QS-Pläne, Betonier- und Nachbehandlungskonzept).

Während den sechs Betonagen der Tunnelinnenschalen, welche von Ende 2005 bis Anfang 2006 stattfanden, erfolgte ein umfangreiches Bauwerksmonitoring. Dabei wurden die relevanten Frisch- und Festbetonkennwerte, wie z.B. seitlicher Frischbetondruck, Frisch- und Festbetontemperaturen sowie das Verformungserhalten bis ein Jahr nach der Herstellung überwacht. Um die Ausführungs-

qualität des SVB quantifizieren zu können, wurden neben einer visuellen Begutachtung, auch Wasserdichtigkeitstests und zerstörungsfreie Dickenmessungen durchgeführt. Die Untersuchungen hinsichtlich der Wasserdichtigkeit zeigten, dass es keine wasserführenden Risse bei den sechs Blöcken gibt. Eine Verbesserung der Dichtigkeit bei den Blockfugen konnte nicht nachgewiesen werden.

Die gesammelten Erfahrungen beim Einbau des SVB können prinzipiell als positiv bewertet werden, SVB kann den z. T. schwierigen tunnelbauspezifischen Bedingungen standhalten. Der eingesetzte SVB hatte im Vergleich zu konventionellen Rüttelbeton keine nachteiligen Festbetonkennwerte. Wie aus zahlreichen anderen SVB-Projekten im Ingenieurbau bekannt ist, sind allerdings erhöhte Qualitätssicherungsmaßnahmen notwendig, um alle geforderten Eigenschaften zielsicher zu erreichen. Dieser Mehraufwand macht es aber notwendig, dass vor jeder Tunnelbaumaßnahme genauestens kalkuliert wird, ob und in welchen Bereichen der Einsatz von SVB sinnvoll ist.

Aufgrund der gesammelten Erfahrungen wird eine weitere Verwendung von SVB im Tunnelbau, speziell in Bereichen mit komplizierten Geometrien, hohen Bewehrungsgraden und Einbauteilen, z. B. Kaverne, empfohlen. Die Anwendung für die eigentliche Tunnelinnenschale ist unter technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu entscheiden.

Der Originalbericht enthält umfangreiche Anlagen zu den Kapiteln 2 (z. B. Untersuchungsberichte, Prüfprotokolle, QS-Pläne sowie Betonier- und Nachbehandlungskonzepte), 3 (Qualitätssicherung) sowie eine Fotodokumentation zu Kapitel 6 (Ausführungsqualität). Auf die Wiedergabe dieser Anlagen wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Verweise auf die Anlagen im Berichtstext wurden zur Information des Lesers beibehalten.

### **The use of self-compacting concrete (SCC) in tunnel construction**

The goal of the study was to verify the performance of self-compacting concrete (SCC) for the application in road tunnelling. The main concern of the study was to check whether SCC is robust enough to master the changes and variations with respect to building materials and production conditions which occur in the construction practice and whether SCC is able to contribute to avoiding failures when coating complicated mounting parts in the inner shell of the tunnel.

The study was carried out on a road tunnelling site. In the framework of the construction of the Schlossbergtunnel (B277, when passing through Dillenburg, land of Hesse), SCC was applied at a 30 meter-long test track with a total of six inner shell blocks. The pilot project was initiated by the Federal Ministry of Transport, Building and Urban Affairs (BMVBS), represented by the Federal Highway Research Institute (BASt).

Considering the existing building materials and the prevailing conditions on a mobile concrete mixing plant on site, a SCC of the strength class C30/37 was developed. The concrete composition features a processing time of at least 2 hours, demoulding strength of at least 3 N/mm<sup>2</sup> after 12 hours and a reduced low hydration heat development due to the use of fly ash.

Production, application and curing of the SCC were carried out according to an administrative consent as exceptional case while complying with a quality assurance management (quality assurance plans, concrete and curing concept) which is especially adjusted to tunnel construction.

During the execution of the concrete works on the six inner shells, which took place from the end of 2005 to the beginning of 2006, the works were subject to vast site supervision.

In doing so, the relevant characteristic values of fresh and hardened concrete, e.g. fresh concrete formwork pressure, fresh and hardened concrete temperature as well as the deformation behaviour up to one year after the processing were observed.

In order to verify the processing quality of SCC, water tightness tests and non-destructive thickness measurement were executed in addition to visual appraisal. The testing of water tightness revealed

that the six blocks did not show any water bearing cracks. An improvement of tightness for block joints couldn't be demonstrated.

In principle, the gained experiences with SCC can be positively evaluated. SCC can withstand the difficult tunnel specific circumstances. The used SCC showed no negative hardened concrete properties compared to a conventional vibrated concrete. As known from numerous SCC projects in civil engineering an increased quality assurance is necessary in order to achieve the requested properties unerringly. Such an additional work results in a detailed calculation before a tunnel construction in which areas the use of SCC makes sense. Based on the experience of this research project the further use of SCC in tunnel construction is recommended for areas with complicated geometry, high reinforcement ratio and mounting parts. The application of SCC for the inner shell has to be decided according to technical and economical constructions.

The original report contains comprehensive appendices to Chapters 2 (e.g. investigation reports, test protocols, QA plans and paving and post-treatment concepts), 3 (quality assurance) as well as photo-documentation for Chapter 6 (quality of execution). These appendices have not been included in this publication. They are available for insight at the German Federal Highway Research Institute. The references to these appendices in the body of the report have been retained for the information of the reader.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Anlass</b> .....	7	3.3.5	Zusammenfassung der Kennwerte ..	19
<b>2</b>	<b>Analyse und Darstellung des derzeitigen Kenntnisstandes</b> .....	8	<b>4</b>	<b>Qualitätssicherung</b> .....	20
2.1	Einführung .....	8	4.1	Einführung .....	20
2.2	Selbstverdichtender Beton .....	8	4.2	Umsetzung der Qualitätssicherungspläne .....	20
2.3	Tunnelprojekte .....	9	4.3	Anpassung der Qualitätssicherungspläne .....	20
2.3.1	Allgemeines .....	9	4.3.1	Allgemeines .....	20
2.3.2	Sammelkanal Wiental, Österreich ...	9	4.3.2	Qualitätssicherungsplan Mischwerk – Index A .....	20
2.3.3	Verbindungsstollen Pumpwerk Lutry, Schweiz .....	9	4.3.3	Qualitätssicherungsplan Baustelle – Index A .....	21
2.3.4	Tunnel Emmequerung, Schweiz .....	9	4.4	Betonierkonzept – Index A .....	21
2.3.5	Sanierung Schöneichtunnel, Schweiz .....	9	<b>5</b>	<b>Ausführung</b> .....	22
2.3.6	Wasserkraftwerk Cleuson-Dixence, Schweiz .....	10	5.1	Einleitung .....	22
2.3.7	Lötschberg-Basistunnel, Schweiz (nicht ausgeführt) .....	10	5.2	Betonherstellung .....	22
2.3.8	Besuchertunnel, Rotterdam .....	10	5.3	Messtechnik und Versuchseinrichtungen .....	22
2.3.9	Minatoshima-Unterswassertunnel, Japan .....	10	5.4	Betonage .....	23
2.3.10	Tunnelsanierung Deutsche Bahn AG .....	10	5.4.1	Allgemeines .....	23
2.3.11	Neubau eines S-Bahntunnels .....	11	5.4.2	Fluchtstollenblock 89 (FSB 89) .....	24
2.3.12	Tunnelwand in Den Haag, Niederlanden .....	11	5.4.3	Fluchtstollenblock 88 (FSB 88) .....	25
2.3.13	Untersuchungen im Versuchsstollen Hagerbach, Schweiz .....	11	5.4.4	Schlussfolgerungen für die Herstellung der FSB 62 bis 59 .....	27
2.3.14	SVB-Versuchsbauwerk Leipzig .....	12	5.4.5	Fluchtstollen-Block 62 (FSB 62) .....	27
2.4	Derzeitige Normen- und Vorschriftenlage .....	13	5.4.6	Fluchtstollenblock 61 (FSB 61) .....	28
<b>3</b>	<b>Eigenschaften des verwendeten SVB</b> .....	14	5.4.7	Fluchtstollenblock 60 (FSB 60) .....	30
3.1	Einführung .....	14	5.4.8	Fluchtstollenblock ( FSB 59) .....	31
3.2	Zusammensetzung des SVB für den Schlossbergtunnel .....	14	<b>6</b>	<b>Baubegleitende Messungen</b> .....	33
3.3	Produktionskontrolle/Erstprüfung .....	15	6.1	Einleitung .....	33
3.3.1	Frischbetonkennwerte .....	15	6.2	Frischbetondruck .....	33
3.3.2	DAfStb-Verarbeitungsfenster nach SVB-Richtlinie .....	16	6.2.1	Messtechnik .....	33
3.3.3	Festbetoneigenschaften .....	16	6.2.2	Messergebnisse .....	34
3.3.4	Dauerhaftigkeit .....	18	6.2.3	Zusammenfassung Frischbetondruck .....	37
			6.3	Temperatur .....	37
			6.3.1	Messergebnisse .....	37
			6.3.2	Zusammenfassung Temperatur .....	39
			6.4	Verformungsverhalten .....	40

6.4.1	Messergebnisse	40	9.7.4	FSB 62 – Sollwanddicke 40 cm	65
6.4.2	Zusammenfassung der Beton- und Stahlverformung	42	9.7.5	FSB 88 – Sollwanddicke 40 cm	65
6.4.3	Verformung Schalwagen	43	9.7.6	FSB 89 – Sollwanddicke 40 cm	66
<b>7</b>	<b>Ausführungsqualität</b>	44	<b>10</b>	<b>Langzeitbeobachtung</b>	67
7.1	Einleitung	44	10.1	Verformung der Konstruktion	67
7.2	Ausführungsqualität	44	10.2	Neigung der Rissbildung	67
7.2.1	FSB 89 und 88	44	10.2.1	Bauwerk	67
7.2.2	FSB 62 bis 59	45	10.2.2	Rissheilung	68
7.2.3	Zusammenfassung Ausführungs- qualität	47	10.2.3	Laboruntersuchungen	68
<b>8</b>	<b>Wasserdichtigkeitstests</b>	48	10.2.4	Versuchsergebnisse	69
8.1	Allgemeines	48	10.3	Zusammenfassung	70
8.2	Prüfung der Wasserdichtigkeit	48	<b>11</b>	<b>Aspekte der Wirtschaftlichkeit</b>	71
8.2.1	Allgemeines	48	11.1	Allgemeines	71
8.2.2	Vorversuche	48	11.2	Kostenentwicklung	71
8.2.3	Herstellung der Versuchsstrecke	48	11.3	Zusammenfassung	73
8.2.4	Versuchsaufbau und Durchführung der Hauptversuche	50	<b>12</b>	<b>Zusammenfassung – Ausblick</b>	74
8.2.5	Ergebnisse der Wasserdichtigkeits- tests	51	<b>13</b>	<b>Literatur</b>	75
8.2.6	Visuelle Kontrolle	53			
8.2.7	Messung des Druckabfalls	61			
8.3	Zusammenfassung	61			
<b>9</b>	<b>Zerstörungsfreie Prüfungen</b>	62			
9.1	Einleitung	62			
9.2	Veranlassung	62			
9.3	Ziel	62			
9.4	Vorgehensweise	62			
9.4.1	Messraster	62			
9.4.2	Messablauf	63			
9.5	Messungen	63			
9.5.1	Messgenauigkeit	63			
9.5.2	Kalibrierung	63			
9.5.3	Ergebnisdarstellung	63			
9.6	Zusammenfassung	63			
9.7	Einzelergebnisse	64			
9.7.1	FSB 59 – Sollwanddicke 40 cm	64			
9.7.2	FSB 60 – Sollwanddicke 50 cm	64			
9.7.3	FSB 61 – Sollwanddicke 50 cm	65			

## 1 Anlass

Für die Qualität von Tunnelinnenschalen ist neben den konstruktiven und ausführungstechnischen Besonderheiten auch die Betontechnologie von großer Bedeutung. Aus konstruktiver Sicht ist im Allgemeinen ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ausreichend. Um den entsprechenden Umweltbedingungen, z.B. drückendes Wasser, gerecht zu werden, ist häufig ein Wasserzementwert von höchstens 0,5 gefordert. Obwohl diese Anforderungen im Normalfall problemlos zu erreichen sind, gibt es in Tunnelröhren oft Undichtheiten. Diese werden durch wasserführende Risse und größere Fehlstellen in der Tunnelinnenschale verursacht.

Mit dem Einsatz von selbstverdichtem Beton (SVB) kann die Qualität und Dauerhaftigkeit von Bauwerken verbessert werden und ein Beitrag für eine ökonomischere Bauweise geleistet werden. Zur Klärung, inwieweit die Vorteile von SVB beim Einsatz im Tunnelbau zur Anwendung auch umsetzbar sind, wurde durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), ein Pilotprojekt im Jahr 2003 initiiert.

Im Zuge des 4-streifigen Ausbaus der Bundesstraße B 277 zwischen Dillenburg und Haiger wurde der 782 m lange Schlossbergtunnels in Dillenburg / Hessen gebaut. Der Tunnel wurde auf einer Länge von 614,5 m in bergmännischer Bauweise aufgeföhren. Im Norden sind 30,5 m, im Süden 137 m in offener Bauweise hergestellt worden. Über der Tunnelfirste beträgt die geringste Überdeckung ca. 10 m, die maximale Überdeckung ca. 65 m.

Aus sicherheitstechnischen Aspekten erfolgte parallel zur Hauptröhre der Bau eines 550 m langen Fluchtstollen in bergmännischer Bauweise, in denen auch 6 Blöcke als SVB-Konstruktionen ausgeführt worden.

Ziel des Projektes war es, die Leistungsfähigkeit von SVB im Tunnelbau, speziell die Robustheit des SVB gegenüber den in der Baupraxis auftretenden Veränderungen bei den Ausgangsstoffen und den Herstellbedingungen, zu verifizieren.

## 2 Analyse und Darstellung des derzeitigen Kenntnisstandes

### 2.1 Einführung

Im hier vorliegenden des Schlussberichtes zum Forschungsvorhaben FE 15.390/2003/ERB „Anwendung von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Tunnelbau“ wird der Stand der Technik zum Zeitpunkt des Beginns des Forschungsvorhabens dargelegt.

Die aufgezeigten Erfahrungen und Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Umsetzung des Forschungsvorhabens.

Im Abs. 2.3 ist eine Übersicht mit den wesentlichen Beiträgen zum Thema SVB im Tunnelbau beigefügt.

### 2.2 Selbstverdichtender Beton

Der Werkstoff selbstverdichtender Beton (SVB) (engl. SCC = Self Compacting Concrete) wurde vor einigen Jahren in Japan entwickelt [22]. Er kann einen erheblichen Beitrag zur Verbesserung der Qualität der Bauausführung leisten und aufgrund seines gegenüber Normalbeton deutlich verbesserten Fließverhaltens der Betonbauweise neue Anwendungsbereiche erschließen. Auch in wirtschaftlicher Hinsicht werden an den SVB hohe Erwartungen geknüpft, da infolge des nicht mehr erforderlichen Verdichtungsvorganges eine wesentliche Vereinfachung des Bauablaufes möglich ist, die Einbauleistung gesteigert und die Arbeitsbedingungen deutlich verbessert werden können.

Die Bestandteile des SVB sind dabei die gleichen wie bei konventionellem Rüttelbeton. Unterschiede sind lediglich in der Dosierung der einzelnen Komponenten vorhanden. Ein erhöhter Mehlkornanteil wirkt als „Schmiermittel“ für die groben Gesteinskörnungen und steigert ebenso die Viskosität des Mörtels wie der Einsatz von Stabilisierern. Bei allen Mischungsentwürfen wird mit einem gegenüber Normalbeton erhöhten Fließmittelgehalt gearbeitet, um die Fließgrenze herabzusetzen und die Verarbeitbarkeit zu verbessern. Abgesehen von der Konsistenz entsprechen die Frisch- und Festboneigenschaften von SVB im Wesentlichen denen von konventionellen Rüttelbetonen.

Der Grundgedanke zur Herstellung von SVB besteht darin, den Beton in hohem Maße fließfähig zu machen. Dies setzt einen Mörtel (Mörtel = Kombination aus Wasser, Fließmittel, Sand [Korn  $\leq$  4 mm] und einem hohen Mehlkorngehalt [Korn  $\leq$  0,125 mm], in dem alle gröberen Gesteinskörner

entmischungsfrei „schwimmen“) mit einer hohen Viskosität für den Zeitpunkt schon direkt nach dem Einbringen in die Schalung voraus, so dass der Gefahr einer Entmischung, insbesondere dem Bluten des Betons, vorgebeugt wird. Für den Mörtel kann als Mehlkorn sowohl Zement, Silikastaub, Metakaolin, Flugasche oder ein inertes Gesteismehl, wie z.B. Kalksteinmehl oder Quarzmehl, verwendet werden. Wichtig ist, dass der zugehörige Leim, d. h. die Kombination aus Wasser und Mehlkorn, im Zusammenwirken mit einem entsprechenden hochwirksamen Fließmittel, die geforderten Eigenschaften erfüllt. Die Eignung einer Betonmischung zur Herstellung von SVB muss deshalb durch rheologische Untersuchungen bewertet werden.

SVB weist eine relativ hohe Empfindlichkeit gegenüber etwaigen Schwankungen im Produktionsablauf und der Betonzusammensetzung auf, was sich negativ auf die Reproduzierbarkeit seiner spezifischen Eigenschaften auswirken kann.

Zu Beginn dieses Forschungsvorhabens war der Gegenstand der bisherigen Forschungsarbeiten im Wesentlichen die Entwicklung eines Mischungskonzeptes mit dem Ziel, die Verarbeitbarkeit des Frischbetons sowie die Oberflächenbeschaffenheit des Festbetons weiter zu verbessern. Da SVB, wie oben beschrieben, weder im Mehlkorngehalt noch in der Konsistenz den Vorgaben der DIN 1045:2001-07 (d.h. DIN 1045-1 [52] und DIN 1045-2 [53] bzw. DIN EN 206-1 [54]) entspricht, sind ergänzende Untersuchungen sowohl zu den beton-technologischen als auch statisch-konstruktiven Aspekten des SVB erforderlich.

Die besonderen Belange des Tunnelbaus, wie die geometrischen Verhältnisse, geringe bzw. variierende Wanddicken im Bereich von Aussparungen und schlechte Zugänglichkeiten, sprechen für den Einsatz von SVB bei der Herstellung von Tunnelinnenschalen. In ersten ausgeführten Pilotprojekten wurden bislang hauptsächlich verfahrenstechnische und materialtechnologische Fragen untersucht. Hierbei blieben tunnelbauspezifische Aspekte, wie beispielsweise die Ausführungsqualität und die Dichtigkeit des Betons in konstruktiv schwierigen Bauteilbereichen, das spezifische Schwindverhalten und die daraus abzuleitenden Erfordernisse bezüglich der Mindestbewehrung, Fragen des Verbundes, die Abdichtungsproblematik sowie die vollflächige Umschließung von Fugenbändern völlig außer Betracht.

## 2.3 Tunnelprojekte

### 2.3.1 Allgemeines

Ausgehend von einer Literaturrecherche wird im Folgenden eine Auswahl von ausgeführten Tunnelbaumaßnahmen aufgeführt. Soweit bekannt, werden projektspezifische Besonderheiten erläutert.

### 2.3.2 Sammelkanal Wiental, Österreich

Der neue Sammelkanal Wiental (siehe Bild 1) wurde für die Unterquerung eines Straßenzuges auf rund 37 m Länge bergmännisch aufgeföhren [11].

Die Innenschale aus SVB besitzt eine Stärke von 40 cm. Der über Füllrohre eingebrachte SVB entwickelte im Sohlbereich einen Schalungsdruck von  $100 \text{ kN/m}^2$ , bzw.  $60 \text{ kN/m}^2$  im Scheitel. Es wurden insgesamt ca.  $215 \text{ m}^3$  SVB eingebaut.



Bild 1: Sammelkanal Wiental, Schalwagen (Foto: DOKA Deutschland)

### 2.3.3 Verbindungsstollen Pumpwerk Lutry, Schweiz

Der 80 m lange Verbindungsstollen wurde in 18 m Tiefe aufgeföhren [26]. Die Ausbruch- und Gewölbesicherung erfolgte mittels Stahlbögen und Stahlfaserspritzbeton. Die Innenschale besitzt eine Wandstärke von 30 cm. Die Betonierarbeiten erfolgten abschnittsweise mit Blocklängen von je 7,50 m bei einem Gesamtbetonvolumen von  $230 \text{ m}^3$ . Dabei wurde SVB mittels einer 120 m langen Stahlrohrleitung, Durchmesser 100 mm, zur Einbaustelle geföhrt und dort über einen in Blockmitte im Scheitel angeordneten Pumpstutzen eingefüllt. Im Rahmen des anschließenden Testprogramms wurden u.a. Bohrkerne gezogen und

hierbei Druckfestigkeiten von bis zu  $50 \text{ N/mm}^2$  festgestellt.

### 2.3.4 Tunnel Emmequering, Schweiz

Beim Bau des insgesamt 1,6 km langen Tunnels (siehe Bild 2) wurde bei einem in Deckelbauweise erstellten 300 m langen Abschnitt SVB zur Herstellung der Tunnelwände verwendet [27]. Die Länge der Betonierabschnitte betrug 12 m, die Breite der Wände 0,60 m und die Wandhöhe 4,50 m.

Der Einsatz von SVB hat sich bei diesem Projekt als technisch und wirtschaftlich sinnvoll erwiesen. Als günstig hinsichtlich Oberflächenbeschaffenheit und Homogenität hat sich ein Einpumpen des Betons von unten nach oben herausgestellt.

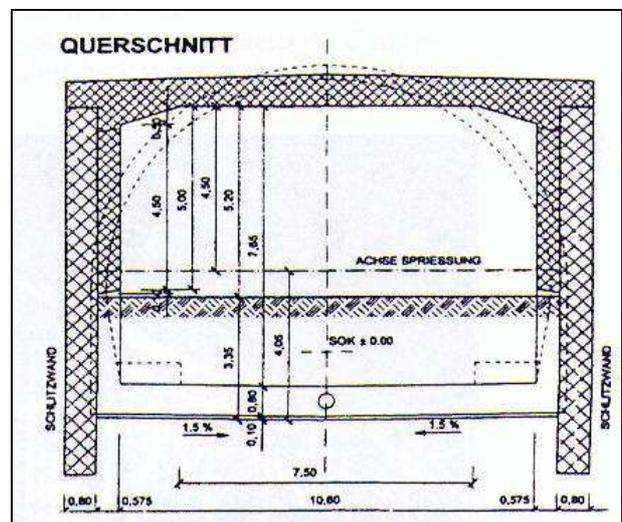


Bild 2: Tunnel Emmequering [27]

### 2.3.5 Sanierung Schöneichtunnel, Schweiz

Mit einer Gesamtlänge von etwa 750 m gliedert sich der Schöneichtunnel in den westlichen Tunnel, Winterthurerstrasse, und den östlichen Tunnel, Schwamendingerstrasse. Der dazwischen liegende offene Bereich ist mit Blend- und Lärmschutzmaßnahmen versehen. Unter der stadtauswärts führenden Spur befindet sich ein Straßenbahntunnel (siehe Bild 3).

Während einer Nutzungszeit von mittlerweile 20 Jahren haben Verkehr, Nässe und Streusalz erhebliche Schäden an der Bausubstanz verursacht. So mussten aufgrund der entstandenen Belastung durch Chloride die Bodenplatte und die Tunnelwände abgebrochen werden. Die Wiederherstellung erfolgte mit SVB. Zur Reprofilierung der unteren Wandbereiche wurde SVB eingesetzt, da in diesem Bereich nur 6 bis 10 cm dicke Schichten aufgetragen wurden (siehe Bild 4).



Bild 3: Schöneichtunnel [20]

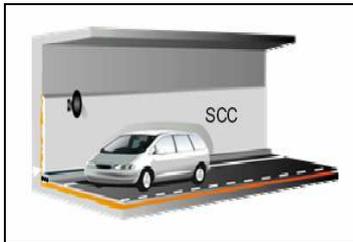


Bild 4: Einsatz von SVB im unteren Wandbereich

### 2.3.6 Wasserkraftwerk Cleuson-Dixence, Schweiz

Bei der Erweiterung des bestehenden Wasserkraftwerkes wurden verschiedene SVB, von 1993 bis Ende 1998 insgesamt 73.000 m<sup>3</sup>, verarbeitet [31]. Die verwendeten Betonmischungen hatten ein Größtkorn von 8 bzw. 16 mm. Als Abschluss-test wurde ein SVB mit einem Größtkorn von 8 mm durch ein 2950 m langes und 250 mm starkes Rohr gepumpt.

### 2.3.7 Lötschberg-Basistunnel, Schweiz (nicht ausgeführt)

Die Gesamtlänge des Basistunnels (siehe Bild 5) beträgt 34,6 km bei einem Achsabstand beider Tunnelröhren von etwa 40 m, welche im Abstand von 333 m durch Querstellen verbunden sind. Für den Ausbau sollten 800.000 m<sup>3</sup> SVB eingesetzt werden, insgesamt war der Einbau von 1,5 Mio. m<sup>3</sup> Beton vorgesehen. Zur Erreichung der notwendigen hohen Produktqualität sind hochwertige Brechsande mit definierter Sieblinie und weitgehend kubische Edelsplitt zwingend erforderlich [2].

Von der MFPA Leipzig wurde für die ausführende ARGE das im Zuge der Tunnelauffahrung gewonnene Ausbruchmaterial hinsichtlich der Eignung für die Herstellung von SVB untersucht. Die Ergebnisse deuteten auf eine erfolgreiche Verwendung für die Herstellung von SVB hin.

Aufgrund der damals vorliegenden nur wenigen Erfahrungen wurde das ursprüngliche Vorhaben, Teile der unbewehrten Tunnelröhre aus SVB herzustellen, nicht weiterverfolgt.



Bild 5: Lötschberg-Basistunnel, (Foto: Alptransit)

### 2.3.8 Besuchertunnel, Rotterdam

In einem Seewasseraquarium im Oceanium Blijdorp in Rotterdam wurde ein Besuchertunnel aus SVB hergestellt. Hierbei sind 80 m<sup>3</sup> Beton verbaut worden. Der Beton musste hohen Ansprüchen an die Druckfestigkeit und an den Chloriddiffusionswiderstand gerecht werden. Die Mauern sind 5 bis 7 m hoch und zwischen 25 und 35 cm stark [11].

### 2.3.9 Minatoshima-Unterwassertunnel, Japan

Dieser Tunnel befindet sich in der Kobe-Bucht in Japan. Der Tunnel ist 520 m lang und wurde in Stahl-Beton-Sandwichbauweise erbaut. Es wurden fünf der sechs im Trockendock hergestellten Stahlschalungen mit SVB gefüllt. Insgesamt wurden 33.000 m<sup>3</sup> eines sand- und mehlkornreichen SVB (530-580 kg/m<sup>3</sup> Zement und Hüttensand) eingebaut. Das Setzfließmaß betrug bei diesem Beton bis zu 700 mm [18].

### 2.3.10 Tunnelanierung Deutsche Bahn AG

Im Zuge der Herstellung eines Tunnels der Neubaustrecke Köln-Rhein/Main wurden bei einer Tunnelinnenschale mehrere Hohlstellen im First mit SVB ausbetoniert (siehe Bild 6). Vor der Ausführung wurde die Genehmigung der Bauherrin und eine Zustimmung im Einzelfall durch das Eisenbahnbundesamt als zuständige Aufsichtsbehörde eingeholt. Die vorgesehene Betonrezeptur wurde vorab untersucht und durch Fremdgutachter als geeignet eingestuft.

Die Eignungsprüfung hatte ergeben, dass der Beton bereits nach 7 d eine Festigkeit von 45 N/mm<sup>2</sup>

und nach 28 d eine Festigkeit von  $69 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Danach konnte der Beton als Beton B 65 eingestuft werden. Anhand der durchgeführten Würfeldruckversuche während der Bauphase konnte der Beton sogar als B 85 beurteilt werden. Vorort wurde ein Setzfließmaß von etwa 700 mm gemessen.

Aufgrund der unterschiedlichen Betonalter des bestehenden Normalbetons und des SVB konnte das Öffnen der Arbeitsfuge beobachtet werden. Um die Dichtigkeit der Arbeitsfuge herzustellen, wurde ein mehrfach verpreßbarer Injektionsschlauch eingebaut. Durch die Verpressung der Arbeitsfuge mit Feinstzement wurde sowohl die Dichtigkeit als auch der kraftschlüssige Kontakt hergestellt. Der Nachweis der Einhaltung der vertraglich vereinbarten Rissweite innerhalb der Betonplombe erfolgte gemäß DIN 1045 (07.88) [56] unter Berücksichtigung des aufgenommenen Überprofils von durchschnittlich 10 cm, wobei die wirksame Betonzugfestigkeit entsprechend der DAfStb-Richtlinie „Hochfester Beton“ (8.95) [55] berücksichtigt wurde.

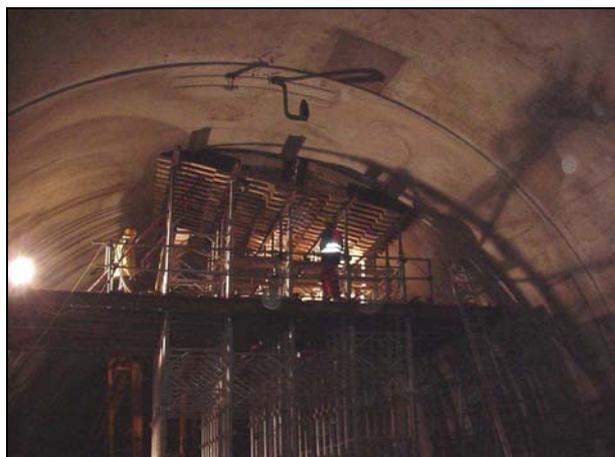


Bild 6: Sanierung eines Bahntunnels

### 2.3.11 Neubau eines S-Bahntunnels

Bei einem weiteren Tunnel im Zuge der Flughafenanbindung Köln, ausgeführt in Deckelbauweise, wurden zwei Wände und eine Sohlplatte aus SVB hergestellt (siehe Bild 7). Auch diese Vorversuche wurden erfolgreich durchgeführt.

Es zeigte sich aber, dass bei der Verwendung von Baustellenmischanlagen die erforderlichen Einbauleistungen auf der Baustelle nur schwierig erreicht werden können. Der Einsatz von SVB bei dicken Bodenplatten ist unzweckmäßig. Aufgrund des guten Fließverhaltens breitet sich eine Betoncharge über die gesamte Fläche aus, so dass der Beton mehr oder weniger lagenweise eingebaut wird.

Da die Herstellung eines Gefälles kaum möglich ist, wurden die obersten 20 cm der Bodenplatte aus Normalbeton hergestellt („Frisch in Frisch“).



Bild 7: Probebetonage einer Sohlplatte aus SVB

### 2.3.12 Tunnelwand in Den Haag, Niederlanden

Aus verkehrstechnischen Gründen und wegen des hohen Bewehrungsgrades wurde ein Teilabschnitt einer Tunnelwand in Den Haag mit SVB hergestellt. Der Einbau des SVB erfolgte über kleine Öffnungen ( $100 \times 100 \text{ mm}$ ) in der zuvor hergestellten Tunneldecke. Die Wände waren 25 m lang, 5 m hoch und 0,7 m breit. Der Frischbeton hatte ein Setzfließmaß von 680 mm und eine Trichterauslaufzeit von 12 s. Der Festbeton wies eine Würfeldruckfestigkeit von  $58 \text{ N/mm}^2$  auf [32].

### 2.3.13 Untersuchungen im Versuchsstollen Hagerbach, Schweiz

Untertägige experimentelle Untersuchungen im Maßstab 1:1 wurden zuerst im Versuchsstollen Hagerbach durchgeführt. Die Ergebnisse liegen als Untersuchungsbericht vor [30]. Auf der Grundlage zuvor durchgeführter Laborversuche der SIKKA Bauchemie zu Betonzusatzmitteln wurden anschließend im Stollen drei Tunnelsegmente mit je 4 m Länge hergestellt. Die Querschnittsfläche der Tunnelsegmente betrug etwa  $30 \text{ m}^2$ , das eingebaute Betonvolumen ca.  $30 \text{ m}^3$ . Neben Segmenten

mit konstanter Wanddicke ( $d = 15 \text{ cm}$ ) wurden auch solche mit variierender Wandstärke ( $10 \text{ cm} < d < 50 \text{ cm}$ ) ausgeführt. Der Gewölbebeton wurde direkt auf den Fels bzw. die Spritzbetonaußenschale betoniert, wodurch keine kraftschlüssige Ausbildung des Übergangsbereiches Sohle-Gewölbe gegeben war.

Sämtliche Untersuchungen wurden an unbewehrten Betonschalen durchgeführt. Lediglich zum Studium der Fließeigenschaften wurde einseitig ein Bewehrungsnetz ( $5 \times 2 \text{ m}^2$ ) eingebaut. Dabei standen materialtechnologische und verfahrenstechnische Aspekte im Vordergrund. So wurde u.a. die Betonzusammensetzung variiert, der Einfluss der Anwendung unterschiedlicher Gesteinskörnungsarten untersucht und es wurden Überlegungen zu möglichen Anforderungen an die Schalungskonstruktion angestellt. Tunnelbauspezifische Aspekte, wie die Ausführungsqualität und die Dichtigkeit des Betons in bewehrten, konstruktiv schwierigen Bauteil- und Fugenbereichen, das spezifische Schwindverhalten und die daraus resultierenden Zwangsbeanspruchungen, Fragen des Verbundes und der Mindestbewehrung sowie die Abdichtungsproblematik blieben hierbei völlig außer Betracht.

### 2.3.14 SVB-Versuchsbauwerk Leipzig

Vor dem Hintergrund des bestehenden Forschungsbedarfes wurde von der MFPA Leipzig und König, Heunisch und Partner, Frankfurt am Main, ein Versuchsbauwerk zur Erprobung der Eignung des SVB für den bergmännischen Tunnelbau gebaut [6]. Auf dem Gelände der MFPA Leipzig wurden erstmals in Deutschland komplette Tunnelgewölbe unter Baustellenbedingungen aus bewehrtem SVB hergestellt (siehe Bild 8).

Unter einer zuvor hergestellten Luftbogenstrecke wurden auf eine Bodenplatte aus Normalbeton C30/37 zwei Gewölbe mit jeweils 5 m Länge aus SVB hergestellt. Beide Gewölbe waren lediglich mit der Mindestbewehrung entsprechend ZTVK-96 bewehrt, auf die üblicherweise für SVB zu erwartende erhöhte Betonfestigkeit wurde bei der Ermittlung der Mindestbewehrung keine Rücksicht genommen.

Am Bauwerk wurden zwei Betonrezepturen mit unterschiedlichen Zementen verwendet.

Bei der Herstellung wurden neben den Betonrezepturen auch verschiedene Betonierabläufe untersucht. So wurde der 1. Block konventionell betoniert, d.h., es wurden alle über den Umfang angeordneten Betonierstützen benutzt. Beim 2. Block wurde der SVB gleichzeitig an beiden Ulmen ledig-

lich von den unteren Betonierstützen aus befüllt. Bei einer Füllung der Schalung von ca. 80 % wurde eine Arbeitsunterbrechung von ca. 1 Stunde simuliert.



Bild 8: SVB-Versuchsbauwerk in Leipzig

Bild 9 zeigt die Betonoberfläche im Bereich eines Einfüllstutzens, die Oberfläche hat eine hohe Güte.



Bild 9: SVB Innenschale

Im Nachgang wurden zerstörungsfreie Prüfverfahren eingesetzt, um die Füllung der Schalung zu kontrollieren und die Homogenität des Betons über die gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Ultraschall-Wellen zu messen. Die Messungen haben gezeigt, dass ein sehr homogenes Betongefüge vorliegt. Dies konnte auch durch Bohrkernentnahmen bestätigt werden.

Die Sollstärke des Gewölbes wurde an keiner Stelle unterschritten, es kann davon ausgegangen werden, dass der Raum zwischen Schalung und Abdichtung/Spritzbetongewölbe vollständig ausbetoniert worden ist.

## 2.4 Derzeitige Normen- und Vorschriftenlage

Zum Beginn des Forschungsvorhabens existierten für SVB noch keine spezifischen normativen Regeln, in denen die Herstellung, Verarbeitung und Bemessung festgelegt wird. Jedoch war damals bereits vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) ein Unterausschuss „Selbstverdichtender Beton“ (UA SVB) einberufen. Dieser Unterausschuss hat eine Richtlinie in Ergänzung zur alten DIN 1045 (Ausgabe 07/88) als auch zum neuen Normenwerk DIN 1045 (Ausgabe 07/2001) erarbeitet.

Mittlerweile ist die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie)“ [33], als Ergänzung zur DIN 1045-1, 2 und 3, in die Bauregelliste des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) aufgenommen. Es kann somit bei einer Anwendung auf die bisher erforderlichen bauaufsichtlichen Zulassungen verzichtet werden. Die Verwendung von SVB in tragenden Bauteilen ist damit bauaufsichtlich geregelt. Dies gilt allerdings nicht für Tunnelbauwerke gemäß ZTV-ING [34], wonach eine Zustimmung des Bauherren im Einzelfall erforderlich wird.

Ziel der SVB-Richtlinie ist es, sicherzustellen, dass SVB mit seinen von der Norm abweichenden Zusammensetzung weitgehend Festbetoneigenschaften eines Normalbetons aufweist. Diesbezüglich ändert und ergänzt die DAfStb-Richtlinie die entsprechenden Abschnitte der obigen Norm und fügt teilweise neue Absätze hinzu.

Auch wurde vom UA SVB ein Sachstandsbericht zum SVB erarbeitet [10], in dem internationale und nationale Erfahrungen sowohl hinsichtlich Forschung als auch praktischer Anwendung systematisch zusammengestellt wurden. Hinsichtlich des Anwendungsbereichs gilt die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ zunächst nur für tragende und aussteifende Bauteile aus bewehrtem und unbewehrtem selbstverdichtenden Beton, dessen Festbetoneigenschaften denen von Normalbeton entsprechen.

Die Vorschriften RiLi 853 „Eisenbahntunnel entwerfen, planen und bauen“ der Deutschen Bahn AG und die ZTV-ING für den Straßentunnelbau lassen den Einsatz von SVB generell zu, erfordern jedoch derzeit noch eine Zustimmung im Einzelfall durch die Aufsichtsbehörden.

### 3 Eigenschaften des verwendeten SVB

#### 3.1 Einführung

Derzeit gibt es keine gültigen normativen Regelungen in Deutschland für die Herstellung, Verarbeitung und Bemessung von SVB bei der Anwendung im Starßentunnelbau. Es wurde somit für die Errichtung der 6 Tunnelinnenschalen-Blöcke eine Zustimmung im Einzelfall notwendig.

In diesem Abschnitt wird ein Auszug des Untersuchungsberichts (siehe Anlage 3.1) der MFPA Leipzig vorgestellt, der als Grundlage zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall für die Herstellung von Abschnitten der Innenschale des Fluchtstollens Schlossbergtunnel diente. Schwerpunkte sind dabei die Betonzusammensetzung, die Erstprüfung und die daraus resultierenden Ergebnisse. Der Untersuchungsbericht diente als Grundlage für die fachtechnische Stellungnahme der BAST vom 14.11.2005 sowie der Erteilung der Zustimmung im Einzelfall für die Anwendung des selbstverdichtenden Betons (BMVBW 21.11.2005).

In der Beschreibung sind alle vorhandenen Ergebnisse der Laboruntersuchungen und der Erstprüfung vom 17.08.2005 auf der Baustelle bis zum November 2005 enthalten.

Die Qualitätssicherungspläne (QS-Plan) „Prüfungen an der mobilen Baustellenmischanlage (Werk 1) und im Transportbetonwerk (Werk 2)“ sowie „Prüfungen auf der Baustelle“, das Betonierkonzept und das Nachbehandlungskonzept sind den Anlagen 3.2 bis 3.5 zu entnehmen.

Es sind nur die auf der Baustelle verwendeten Betonrezepturen beschrieben, andere im Zuge der Bearbeitung entwickelte und später verworfene Rezepturen sowie die Ergebnisse der Erstprüfung vom 15.11.2004 – hier wurde auch ein Beton, der nicht zum Einsatz gekommen ist, untersucht - sind nicht Inhalt dieses Berichtes.

#### 3.2 Zusammensetzung des SVB für den Schlossbergtunnel

Die Betonzusammensetzung sollte gemäß Schreiben vom 04.03.2004 [35] und 23.04.2004 [36] mindestens den Anforderungen der ZTV-ING [34] für die Expositionsklasse XD2 und XF2 entsprechen.

Folgende Anforderungen müssen nach [34] bzw. [37] bei der Zusammensetzung des SVB eingehalten werden:

- Mindestzementgehalt: 320 kg/m<sup>3</sup>
- Mindestdruckfestigkeitsklasse: C30/37
- Höchstzulässiger Wasserzement-Wert (w/z): 0,5
- Max. Gehalt an Flugasche bez. auf den Zementgehalt: 60 M.-%

Unter Beachtung der vorhandenen Ausgangsstoffe, aber auch der vorherrschenden Gegebenheiten an der mobilen Baustellenmischanlage, wurde ein SVB gemäß Tabelle 1 konzipiert. Die Betonzusammensetzung zeichnet sich durch eine lange Verarbeitungszeit von mindestens 2 Stunden, eine Ausschalfestigkeit von mindestens 3 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden und einer durch die Verwendung von Flugasche reduzierten Hydratationswärmeentwicklung aus. Zur Vermeidung von Rissen ist die Gesamtwassermenge auf 170 kg/m<sup>3</sup> nach den Empfehlungen der ÖVBB-Richtlinie [38] begrenzt worden. Mit der Verwendung des stabilisierenden Fließmittels wurde auf die Dosierausstattung der Mischanlage reagiert, wo sich eine getrennte Verwendung eines Fließmittels und eines stabilisierenden Zusatzmittels als ungünstig erwies. Das Fließmittel basiert auf einem Polycarboxylatether-Rohstoff und ist ein Fließmittel für Beton nach DIN EN 934-2 [39]. Das Fließmittel entspricht den Anforderungen der ZTV-ING. Der verwendete chromatarne Portlandzement ist nach DIN EN 196-1 [40] und DIN EN 196-3 [41] geprüft. Die Flugasche ist ein Betonzusatzstoff des Typs II nach DIN EN 450 [42] und ist unter der Nummer Z-3.31-1810 bis 31.07.2007 bauaufsichtlich zugelassen. Die feine, runde Gesteinskörnung ist nach DIN EN 12620 [43] geprüft und gemäß des petrographischen Typs ein Quartär der Erft-Scholle. Die grobe, gebrochene Gesteinskörnung ist ebenfalls eine Körnung nach DIN EN 12620 und petrographisch ein dichter devonischer Kalkstein.

Die entsprechenden Zulassungen und Prüfzeugnisse für die Ausgangsstoffe können der Anlage 3.1 entnommen werden.

Die Betonzusammensetzung wurde unter Laborbedingungen entwickelt und während der Erstprüfung an der Baustellenmischanlage und dem Mischversuch am Ersatzwerk erfolgreich in die Praxis übertragen. Nachfolgend werden die Herstellung, Verarbeitung und die aus der Erstprüfung hervorgegangenen Ergebnisse für den obigen SVB zusammenfassend beschrieben. Eine ausführlichere Darstellung ist der Anlage 3.1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Betonzusammensetzung

Ausgangsstoffe	Hersteller	Gehalt [kg/m³]
Zement, CEM I 32,5 R	Seibel und Söhne oHG, Erwitte	340
Flugasche, Steamant S5	STEAG EntsorgungsgmbH, Dienslaken; Kraftwerk Staudinger, Block 5	170
Stabilisierendes Fließmittel (FM), Glenium Sky 509	WOERMANN Bauchemie GmbH, Glöthe	14,96
Anmachwasser $w$	Kein Restwasser	159
Gesamtwasser ( $w + w_{FM}$ )		170
<i>Gesteinskörnung</i>		
Korngruppe 0/2 (quarzitisch)	Rheinische Baustoffwerke GmbH, Bergheim, Kieswerk Dorsfeld	815
Korngruppe 2/8 (kalzitisch)	Kalksteinwerk Medenbach GmbH, Breitscheid, Werk Kalksteinwerk Medenbach	504
Korngruppe 8/16 (kalzitisch)	Kalksteinwerk Medenbach GmbH, Breitscheid, Werk Kalksteinwerk Medenbach	336
Wasserzementwert ( $w/z$ )		0,50

### 3.3 Produktionskontrolle/Erstprüfung

Am 17.08.05 wurde die Erstprüfung an der mobilen Mischanlage der Fa. Schüring in Dillenburg erfolgreich durchgeführt. Gemischt wurde der Beton in einem 1,25 m³ großen doppelwelligen Trogmischer der Fa. BHS. Aufgrund der begrenzten Einwaagemöglichkeiten von maximal 500 kg für das Mehlkorn, hier Zement und Flugasche, waren nur Chargen von etwa 0,75 m³ möglich.

Für den SVB wurde vor Ort eine Mischanweisung entwickelt, welche auch dokumentiert und mit den Einzelheiten über Art und Menge der Ausgangsstoffe an der Mischanlage übergeben wurde. Es zeigte sich, dass bei dem vorliegenden Mischer eine Nassmischzeit von 180 Sekunden notwendig war. Die Dosierung des stabilisierenden Fließmittels wurde dabei per Hand von Mitarbeitern des vom Mischwerks vorgenommen. Folgende Mischanweisung erfolgte:

Tabelle 2: Mischanweisung

	Mischzeit [s]
Zugabe Gesamte Gesteinskörnung	0
Zugabe Zement + Flugsache	5
Zugabe Zugabewasser	10
Zugabe Zusatzmittel (händische Dosierung)	15
Nassmischzeit	180
<i>Gesamtmischzeit</i>	<i>210</i>

#### 3.3.1 Frischbetonkennwerte

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen während der Erstprüfung dargestellt. Die Messwerte liegen im Bereich der Werte, die im QS-Plan, Anlage 3.2, fixiert sind. Der Beton zeigte augenscheinlich keine Neigung zur Entmischung und die Fließeigenschaften waren wie erwartet.

Tabelle 3: Frischbetonkennwerte

Prüfung	Zeitpunkt nach Herstellung [min]	Werte	Bemerkung
Temperatur Beton/Luft in [°C]	5	24,0 / 22,5	
Setzfließmaß mit Blockiererring in [mm]	5	720	
$t_{500}$ – Zeit in [s]	5	13,0	
Trichterauslaufversuch in [s]	5	10,5	
Setzfließmaß ohne Blockiererring in [mm]	10	760	
$t_{500}$ – Zeit in [s]	10	5,5	
Setzfließmaß mit Blockiererring in [mm]	60	735	
$t_{500}$ – Zeit in [s]	60	9,5	
Trichterauslaufversuch in [s]	60	8,5	
Temperatur Beton/Luft in [°C]	60	24,2 / 23,0	
Setzfließmaß mit Blockiererring in [mm]	120	700	Beginn mit Befüllung der Probekörper für die Erstprüfung
$t_{500}$ – Zeit in [s]	120	12,5	
Trichterauslaufversuch in [s]	120	11,0	
Frischbetonrohddichte in [kg/dm³]	60	2359	
LP-Gehalt/ Rohddichte	60	1,4	
Darrversuch – Wassergehalt [kg/m³]	60	169	

### 3.3.2 DAfStb-Verarbeitungsfenster nach SVB-Richtlinie

Die Erarbeitung eines Verarbeitbarkeitsbereiches für den SVB gemäß [33] wurde einerseits mit den Erfahrungen bei der Erstprüfung, aber auch mit den Ergebnissen von Laborversuchen festgelegt. Der hier dargestellte Verarbeitbarkeitsbereich ist so gewählt, dass der Beton ausreichend fließt, entlüftet und sedimentationsstabil ist. In Bild 10 ist das empfohlene Verarbeitungsfenster dargestellt.

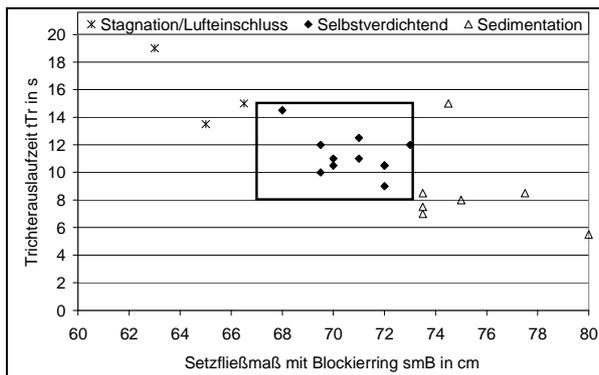


Bild 10: Verarbeitungsfenster

### 3.3.3 Festbetoneigenschaften

Wie folgend dargestellt, entsprechen die Eigenschaften des erhärteten Betons bei der Erstprüfung den Annahmen bzw. Vorgaben gemäß den Anforderungen nach ZTV-ING [34] und dem Schreiben vom 04.03.2004 [35].

Bei der Erstprüfung wurden mehrere Probekörper hergestellt, um Aussagen über die Festigkeitsentwicklung zu erhalten. Die einzelnen Festigkeitswerte sind separat für die einzelnen Probekörper in Anlage 3.1 angegeben.

#### 3.3.3.1 Mechanische Kennwerte

Die Ergebnisse der Festbetoneigenschaften werden in Anlage 3.1 dargestellt. Kennwerte, welche erst nach dem November 2005 ermittelt worden, sind in diesem Abschnitt ergänzt. Folgende Kennwerte wurden ermittelt:

- Druckfestigkeit an Würfeln 150/150/150 [mm] und Zylindern  $\varnothing$  150/300 [mm], Lagerung und Prüfung nach DIN 1048-5 unter Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren in DIN EN 12390-3 (Bild 11)
- Spaltzugfestigkeit an Zylindern  $\varnothing$  150/300 [mm], Lagerung und Prüfung nach DIN 1048-5

- Statischer E-Modul an Zylindern  $\varnothing$  150/300 [mm], Lagerung und Prüfung nach DIN 1048-5 (siehe Bild 12)

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit wurde durch die Prüfung im Betonalter von 12 Stunden sowie nach 1, 2, 7, 28, 56 und 90 Tagen ermittelt. Die Betondruckfestigkeit  $f_c$  am Würfel beträgt nach 28 Tagen 65 N/mm<sup>2</sup>, am Zylinder 56 N/mm<sup>2</sup>. Der 28-Tage-Wert für die Spaltzugfestigkeit beträgt 4,3 N/mm<sup>2</sup> (90 Tage = 5,7 N/mm<sup>2</sup>) und der statische E-Modul liegt bei ca. 39.350 N/mm<sup>2</sup>.

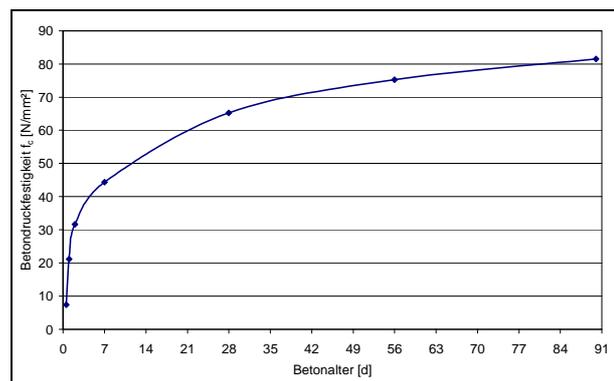


Bild 11: Druckfestigkeitsentwicklung am Würfel (150/150/150)

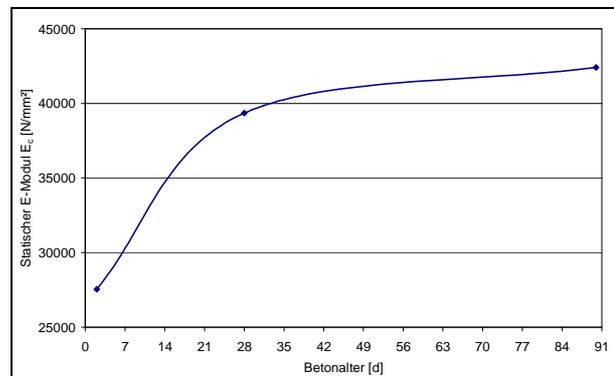


Bild 12: Zeitliche Entwicklung des statischen E-Moduls

#### 3.3.3.2 Sedimentationsstabilität am Festbeton

Die Neigung zum Sedimentieren wurde zweimal nach SVB-Richtlinie am Festbeton überprüft. Dazu sind je Prüfung ein Kunststoffzylinder ( $\varnothing$  = 100 mm,  $l$  = 500 mm) mit SVB befüllt worden. Während der Einfüllung lief der SVB an der Wandung des um ca. 45° geneigten Zylinders herab. Der erste Probekörper wurde an der Mischanlage hergestellt, der Zweite zum Zeitpunkt der Befüllung der restlichen Begleitkörper. Die Probekörper wurden ca. 18 Stunden nach der Herstellung nicht bewegt und im Alter von 28 Tagen aufgeschnitten. Die Schnittflächen der beiden Probekörper weisen eine homogene Verteilung der groben Gesteinskörnung auf (siehe Anlage 3.1, Bilder 6 und 7).

### 3.3.3.3 Wasserundurchlässigkeit

Die Prüfung der Wasserundurchlässigkeit nach DIN EN 12390-8 [44] wurde an drei Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm geprüft. Die Eindringtiefen waren alle kleiner 30 mm; sie betragen 17, 23 und 26 mm.

### 3.3.3.4 Wasseraufnahme

Entsprechend DIN EN 1097-6 [48] wurde die Wasseraufnahme am SVB geprüft. Als Ergebnis ergab sich nach einer Prüfdauer von 24 Stunden eine mittlere Wasseraufnahme von 5,1 % und nach 7 Tagen von 5,3 %.

### 3.3.3.5 Wasserdampfdurchlässigkeit

In Anlehnung an DIN EN ISO 12572 [45] erfolgte die Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit am Beton. Die Prüfumgebung im trockenen Zustand betrug 0 % und der feuchte Zustand war mit 85 % relative Feuchte gewählt. Anlage 3.1, Tabelle 9 zeigt die diffusionsäquivalenten Luftschichtdicken ( $s_D$ -Werte) der einzelnen Proben, der Mittelwert beträgt 3,4 m.

### 3.3.3.6 Trocknungsschwinden

Die Bestimmung des Trocknungsschwindens erfolgte in Anlehnung an das DAfStb-Heft 422 [46]. Die Messung wurde über einen Zeitraum von 182 Tagen nach Beginn der Trockenlagerung durchgeführt. Nach 182 Tagen beträgt die mittlere Verkürzung infolge des Trocknungsschwindens ca. 250  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Bild 13 gibt den zeitlichen Verlauf des Trocknungsschwindens wieder. Die Messwerte liegen im erwarteten Bereich. Die Lagerung der Probekörper erfolgte bis zum Betonalter von 7 Tagen unter Wasser.

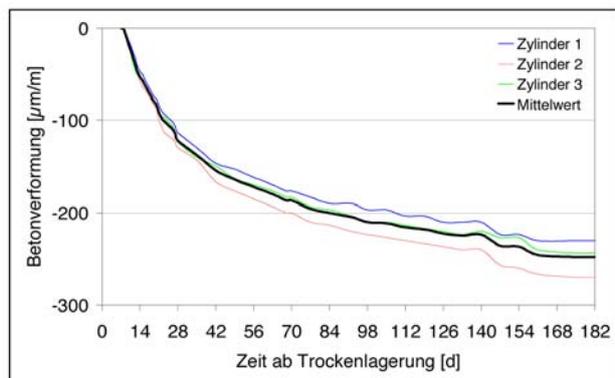


Bild 13: Zeitlicher Verlauf des Trocknungsschwindens

### 3.3.3.7 Kriechen

Die Bestimmung des Kriechens wurde ebenfalls in Anlehnung das DAfStb Heft 422 [46] durchgeführt. Die verwendeten Probekörper sind Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe

von 300 mm, welche 28 Tage nach ihrer Herstellung mit 1/3 der Bruchlast belastet wurden. Die aufgebrachte Kriechspannung betrug 19 N/mm<sup>2</sup>. Der zeitliche Verlauf der Gesamtverformung ist im Bild 14 dargestellt. Nach einer Belastungsdauer von 154 Tagen beträgt die mittlere Verformung, inklusive Trocknungsschwinden, etwa 950  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Abzüglich der Verformung aus dem Trocknungsschwinden ergibt sich eine Verformung von 725  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

Demnach ergibt sich ein Kriechmaß  $\varepsilon_{k,t}$  nach 154 Tagen Belastung von ca. -300  $\mu\text{m}/\text{m}$  und ein spezifisches Kriechmaß  $\text{spez } \varepsilon_{k,t}$  von 0,63  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

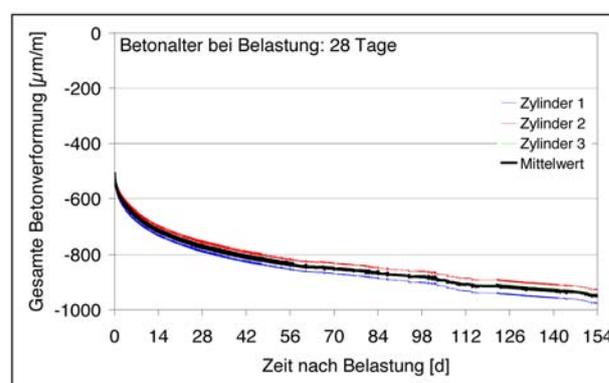


Bild 14: Zeitliche Entwicklung der Gesamtverformung

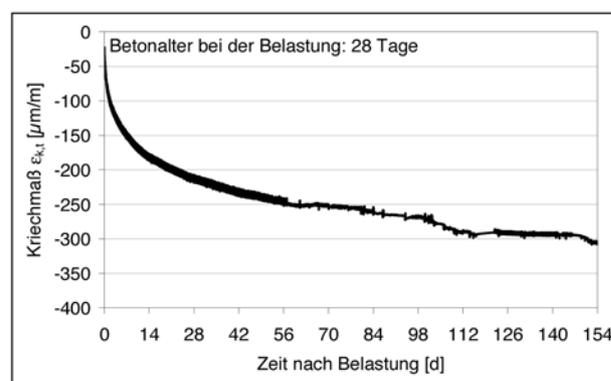


Bild 15: Zeitlicher Verlauf des Kriechmaßes

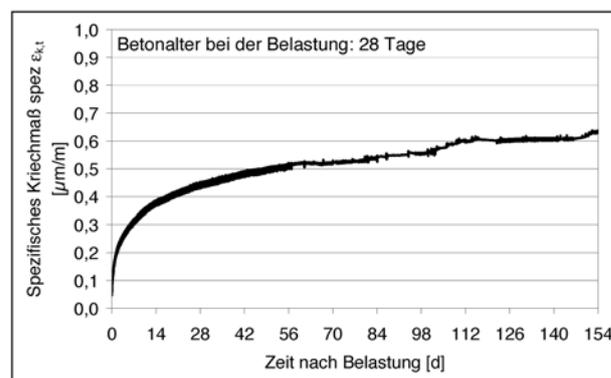


Bild 16: Zeitlicher Verlauf des spezifischen Kriechmaßes

### 3.3.4 Dauerhaftigkeit

#### 3.3.4.1 Frostprüfung (CIF-Verfahren)

Die nach dem CIF-Verfahren geprüften Probekörper der Erstprüfung besitzen einen ausreichenden Frostwiderstand. Nach 56 Frost-Tau-Wechseln konnte keine signifikante Schädigung des inneren Gefüges festgestellt werden; der dynamische E-Modul blieb nahezu konstant (Anlage 3.1, Bild 11). Weiterhin wurde zusätzlich die mittlere Abwitterung nach 56 Wechseln gravimetrisch bestimmt, sie beträgt ca. 70 g/m<sup>2</sup>.

In einem Betonalter von 365 Tagen wurde die Prüfung der Frostbeständigkeit erneut an Probekörpern durchgeführt. Wiederum gab es nach 56 Frost-Tau-Wechseln keine signifikante Schädigung des inneren Gefüges; der dynamische E-Modul blieb nahezu konstant (siehe Bild 17). Die mittlere Abwitterung beträgt ca. 36 g/m<sup>2</sup> nach 56 Wechseln und ist somit nur noch ca. 50% des Wertes bei einem Prüfalter von 28 Tagen.

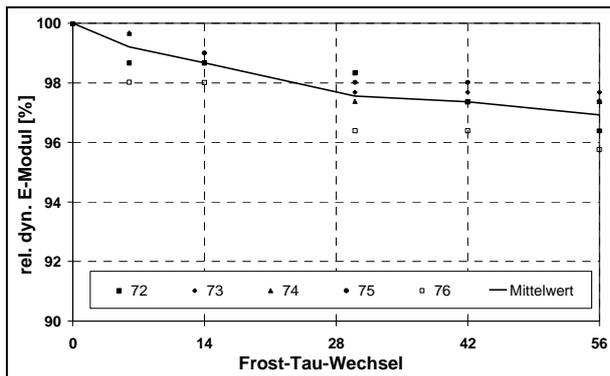


Bild 17: Veränderung des dynamischen E-Moduls bei der CIF-Prüfung, Betonalter 365 Tage

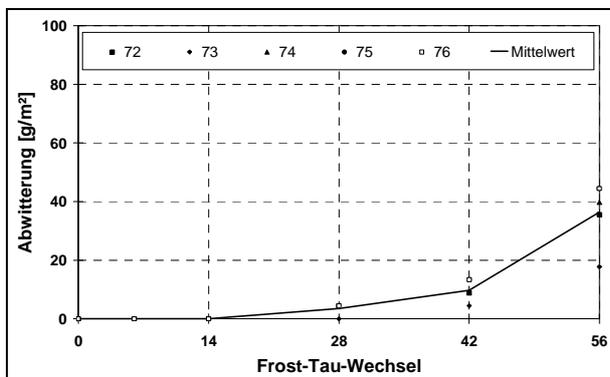


Bild 18: Verlauf der Abwitterungsmenge bei der CIF-Prüfung, Betonalter 365 Tage

#### 3.3.4.2 Frost-Taumittel-Prüfung (CDF-Verfahren)

Aufgrund fehlender Prüfmethode für die Expositions-kategorie XF2, die für Tunnelinnenschalen gefordert wird, wurde das verschärfte CDF-Prüfverfahren für die Klasse XF4 angewandt. Die nach dem CDF-Test geprüften Probekörper der Erstprüfung weisen einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand für die Klasse XF4 auf. Nach 28 Frost-Taumittel-Wechseln betrug die mittlere Abwitterung 1200 g/m<sup>2</sup> und unterschreitet somit den Grenzwert von 1500 g/m<sup>2</sup> (siehe Anlage 3.1, Bilder 13 und 14). Eine erneute Prüfung der Frost-Taumittel-Beständigkeit erfolgte im Betonalter von 365 Tage. Hier ergab sich eine mittlere Abwitterung von nur noch 200 g/m<sup>2</sup>, was 1/6 der Abwitterungsmenge von der Prüfung im Betonalter von 28 Tagen bedeutet. Dieses Phänomen kann unter anderem mit der Nacherhärtung von flugaschehaltigen Betonen erklärt werden.

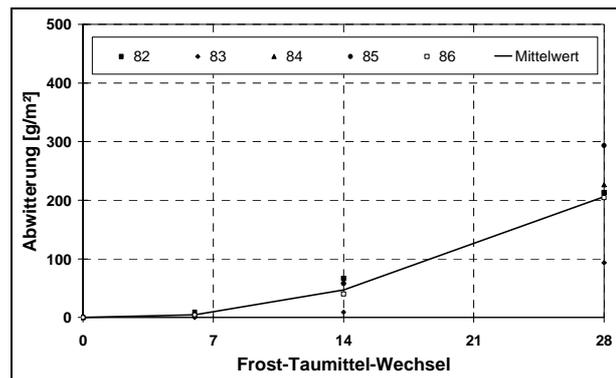


Bild 19: Verlauf der Abwitterungsmenge bei der CDF-Prüfung, Betonalter 365 Tage

#### 3.3.4.3 Karbonatisierung

Maßgebend für den Korrosionsschutz der Bewehrung ist die Karbonatisierungstiefe und damit für die Schutzdauer die Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Beide Größen sind abhängig von den Umweltbedingungen, der Betonzusammensetzung und der Nachbehandlung.

Die Untersuchung des Karbonatisierungsfortschritts bei Normklima (20 °C, 65% rel. F.) wurde an Balken (150/150/350 [mm]) überprüft. Durch das Besprühen von Phenolphthalein auf eine frische Betonbruchfläche sollte der karbonatisierte Bereich sichtbar gemacht werden. Nach 56 Tagen konnte kein karbonatisierter Bereich festgestellt werden, nach 365 Tagen lag dieser bei < 1 mm und nach 670 Tagen bei etwa 1 - 2 mm.

Parallel dazu sind in einer CO<sub>2</sub>-Kammer (Konzentration 2 Vol.-%) Balken (150/150/350 [mm]) geprüft

---

worden. Dadurch wird eine Erhöhung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit erreicht. In einem Prüfalalter von 56 Tagen betrug die mittlere Karbonatisierungstiefe 0,4 mm, nach 91 Tagen 0,8 mm und 180 Tagen bei 1,5 mm.

#### **3.3.4.4 Chloriddiffusionswiderstand**

Die Bestimmung des Chloriddiffusionswiderstands erfolgte mit Hilfe des Migrationsschnelltests [47]. Der mittlere Diffusionskoeffizient beträgt  $3,48 \cdot 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s und die max. Eindringtiefe 18,3 mm.

#### **3.3.5 Zusammenfassung der Kennwerte**

Der eingesetzte SVB hat, im Vergleich zu konventionellen Rüttelbeton, keine nachteiligen Festbetonkennwerte.

Wie häufig bei SVB mit gleichem Wasser-Bindemittel-Wert ist die Druckfestigkeit leicht erhöht. Demgegenüber stehen die guten Dauerhaftigkeitskennwerte, wie z.B. der Frost-Taumittel-Widerstand. Bei der Prüfung der Frost-Taumittel-Beständigkeit wurde ein Prüfverfahren für die Expositionsklasse XF4 angewandt, obwohl dieser nur für die Anforderungen nach XF2 konzipiert war. Der SVB erfüllte die Prüfkriterien hervorragend.

Bei der Überprüfung der Dichtigkeit des SVB, Wasseraufnahme und Wasserundurchlässigkeit, erfüllt der Beton die Anforderungen.

Durch den für SVB geringen Bindemittelgehalt sind auch die Verformungseigenschaften, z.B. Kriechen und Schwinden, vergleichbar mit konventionellen Rüttelbetonen gleicher Festigkeitsklasse.

## 4 Qualitätssicherung

### 4.1 Einführung

Der fachtechnischen Stellungnahme der BAST vom 14.11.2005 sowie der Erteilung der Zustimmung im Einzelfall für die Anwendung des selbstverdichtenden Betons, BMVBW 21.11.2005, liegt der *Untersuchungsbericht der MFPA Leipzig zur Erlangung der Zustimmung im Einzelfall (Nr. P 1.1/04-066)* vom 14.11.2005 zugrunde (siehe Anlage 3.1).

In Anlage 3.2 ist der *Qualitätssicherungsplan (QS-Plan) Prüfungen an der mobilen Baustellenmischanlage (Werk 1) und im Transportbetonwerk (Werk 2)*, Anlage 3.3 ist der *Qualitätssicherungsplan (QS-Plan) Prüfungen auf der Baustelle* enthalten.

Auf der Grundlage den bei der Herstellung der ersten beiden Blöcke des Fluchtstollens FSB 89 und FSB 88 aus SVB gemachten Erfahrungen wurden die angewendeten Qualitätssicherungskonzepte beurteilt. Die dabei gemachten Kenntnisse wurden in die QS-Pläne eingearbeitet. Die überarbeiteten Fassungen der QS-Konzepte sowie das überarbeitete Betonierkonzept (jeweils Index A) sind als Anlagen 4.1 bis 4.3 beigefügt.

### 4.2 Umsetzung der Qualitätssicherungspläne

Mit der Umsetzung der QS-Pläne sollten die im *Untersuchungsbericht zur Erlangung der Zustimmung im Einzelfall der MFPA Leipzig* vom 14.11.2005 zugrunde gelegten Eigenschaften des Frischbetons und des Festbetons sicher erreicht werden (siehe Anlage 3.1).

Zunächst erfolgte entsprechend der SVB-Richtlinie [33] die Kontrolle der Betonherstellung im Betonwerk (Produktionskontrolle). Die Kontrolle der Betonherstellung und der Frischbetoneigenschaften vor Auslieferung des Betons an die Baustelle erfolgte anhand der Anlage 3.3.

Die zunächst für den 22.11.2005 vorgesehene Betonage des Fluchtstollenblocks 89 (FSB 89), d.h. des ersten Blockes aus SVB, wurde nicht durchgeführt, weil im *QS-Plan - Prüfungen auf der Baustelle* im Abschnitt 8 eine Betonierfreigabe nur erfolgen durfte, wenn die Außentemperatur an der Mischanlage mindestens +5°C beträgt. Diese war seinerzeit nicht der Fall.

Der QS-Plan wurde in Abstimmung mit allen Beteiligten (Forschungsnehmer, BAST, AN, HLSV, ASV Dillenburg) modifiziert: das Kriterium Lufttemperatur wurde gestrichen. Nach zusätzlichen, bis zum damaligen Zeitpunkt nicht vorgesehenen Vorbereitungen der Betonherstellung zur Erreichung der

Frischbetontemperatur durch den AN, wurde der erste Block hergestellt. Es zeigte sich bei der Ausführung, dass das der ZIE zugrunde liegende Betonierkonzept auf der Baustelle aufgrund der Leistung des Mischwerkes ebenfalls nicht umgesetzt werden konnte. Weitere Anpassungen der QS-Pläne und des Betonierkonzeptes waren aufgrund einer Betonierunterbrechung (Rohrverstopfer) bei der Herstellung von FSB 89 erforderlich.

Die bei der Herstellung von FSB 89 gemachten Erfahrungen wurden in die Unterlagen in Form von Protokollen eingearbeitet und bei der Herstellung von Fluchtstollenblocks 88 (FSB 88) berücksichtigt. Die Herstellung des 2. FSB aus SVB am 01.12.2005 bereitete keinerlei Probleme, die vorgenommenen Änderungen gegenüber dem Untersuchungsbericht vom 14.11.2005 hatten sich als vorteilhaft erwiesen und wurden in die QS-Pläne (Index A) eingearbeitet.

Die ausgeführten Checklisten der QS-Pläne zur Herstellung der FSB 89, 88, 62 bis 59 sind als Anlage 3.4 beigefügt.

### 4.3 Anpassung der Qualitätssicherungspläne

#### 4.3.1 Allgemeines

Für die Betonage der Fluchtstollenblöcke 62 bis 59 (FSB 62 – 59) wurden die QS-Pläne angepasst. Im Folgenden werden die Änderungen der QS-Pläne beschrieben und begründet.

#### 4.3.2 Qualitätssicherungsplan Mischwerk – Index A

Folgende Änderungen gegenüber dem QS-Plan von FSB 89 und 88 (Stand: 10.11.2005) wurden eingearbeitet:

- Das Kriterium Lufttemperatur (AATW 05) entfällt.

*Bei Aufrechterhaltung dieses Kriteriums kann trotz ggf. ausreichender Frischbetontemperatur bei kühler Witterung nicht betoniert werden. Eventueller unkontrollierter Wassereintrag durch Bedampfung der Gesteinskörnung wurde durch Beheizung der Gesteinskörnung vermieden.*

- Die Soll-Fließzeit mit Blockierring  $t_{500}$  beträgt 10-20 sec., die Trichterauslaufzeit  $t_T$  beträgt 13-20 sec (AATW 05, CLTW 06, CLTW 07).
- Das Soll-Setzfließmaß mit Blockierring ( $sm_b$ ) beträgt 670-690 mm (AATW 05, CLTW 06, CLTW 07).

*Nach dem Pumpen wurde der Beton stichpunktartig untersucht. Es hat sich gezeigt, dass teilweise sich die Konsistenz nach dem Pumpen teilweise stark erhöhte und somit die Entmischungneigung zunahm.*

- Um einen unkontrollierten „Wassereintrag“ durch Regen oder Schnee ausschließen zu können, sind am Werk Folien o.ä. bereit zu halten um die Einfülltrichter gegebenenfalls abzudecken. Die Gesteinskörnung wird generell abgedeckt (CLTW 05).
- Vor dem Befüllen der Mischertrommeln ist unbedingt darauf zu achten, dass diese kein Restwasser oder Eis enthalten (AATW 04).
- Vor dem Verlassen des Mischwerkes muss das Setzfließmaß sowie die Trichterauslaufzeit auf dem Lieferschein des jeweiligen Fahrzeuges vermerkt werden (CLTW 06, CLTW 07).

*Ergeben die Versuche auf der Baustelle, dass im Werk die Mischung modifiziert werden muss, wird das Werk umgehend telefonisch informiert. In Kombination mit den Vorortuntersuchungen können zeitnahe Angaben zu den erforderlichen Werten im Werk gemacht werden (Wirksamkeit des Fließmittels) und soweit erforderlich korrigiert werden.*

#### **4.3.3 Qualitätssicherungsplan Baustelle - Index A**

Folgende Änderungen gegenüber dem QS-Plan von FSB 89 und 88 (Stand: 10.11.2005) wurden eingearbeitet:

- Das Kriterium Lufttemperatur (Seite 5) entfällt.
- Die Konsistenzgrenzwerte (Seite 6) wurden angepasst (siehe oben).
- Um ein kontinuierliches Einbringen des Betons in die Schalung entsprechend RiLi zu gewährleisten werden zunächst 2 Fahrzeuge befüllt und ein dritter Mischer im Mischwerk vorbereitet, bevor mit der Betonage begonnen wird (Seite 7).

*Diese Maßnahme war aufgrund der geringen Leistung des Mischwerkes erforderlich.*

- Die Spiegeldifferenz beider Wände darf nicht größer als 20 cm sein. *Siehe Abnahmeprotokoll 2005/34 A vom 11.11.2005 zum Schalwagen vom Prüfenieur Dr.-Ing. Meissnest, Esslingen.*
- Die Passage „werden Nachbehandlungswagen nachgezogen. Der Zwischenraum zwischen Wand und Schalwagen wird durch Luftbefeuch-

ter mit Wasser gesättigt, so dass ein Austrocknen der Betonoberfläche ausgeschlossen wird.“ entfällt. Stattdessen heißt es: *beginnt die Nachbehandlung mittels Verdampferöfen (s. Nachbehandlungskonzept vom 8.11.2005).*

#### **4.4 Betonierkonzept – Index A**

Das Betonierkonzept wurde in folgenden Punkten den Randbedingungen der Baustelle angepasst (Seite 3):

- Um ein kontinuierliches Befüllen der Schalung zu gewährleisten, hat das Pumpen derart zu erfolgen, dass die Schalung möglichst „langsam“ gefüllt wird.
- Der Satz „Die Befüllung der Schalung erfolgt über die unteren beiden Betonierstützen der Tunnelschalung“ entfällt. Stattdessen heißt es „Der Inhalt der ersten drei Fahrzeuge wird über die unteren Betonierstützen in die Schalung eingebracht“.
- Der Absatz „Die Fahrzeuge 4 bis 5 werden über die mittleren Stützen (h=2,50 m) und das letzte Fahrzeug über einen Firststützen entleert. Beim Einbringen des Betons über die mittleren Stützen sind die Firststützen zu öffnen, damit zum einen die Luft entweichen kann und zum anderen das die ggf. entstehende Schlempe gezielt abgeführt werden kann.“ wird eingeführt.
- Der Abschnitt 4 entfällt.

## 5 Ausführung

### 5.1 Einleitung

Am 28.11.2005 wurde das Gewölbe des FSB 89 und am 01.12.2005 das Gewölbe des FSB 88 der SVB-Versuchsstrecke im Schlossbergtunnel in Dillenburg/Hessen betoniert.

Die Fluchtstollenblöcke 62 bis 59 wurden in der 12. und 13. Kalenderwoche 2006 hergestellt.

### 5.2 Betonherstellung

Die Herstellung des SVB erfolgte entsprechend der Zustimmung im Einzelfall (ZiE) als Transportbeton in der mobilen Mischanlage der ausführenden ARGE durch die Firma Schüring Beton auf dem Gelände der Firma Willi Lauber in Dillenburg/Mandersbach.

Die zunächst für den 22.11.2005 vorgesehene Betonage von FSB 89 konnte aufgrund der Außentemperatur von ca.  $-3\text{ °C}$  bis  $0\text{ °C}$  nicht durchgeführt werden. Nach dem QS-Plan durfte eine Betonierfreigabe nur bei Lufttemperaturen über  $5\text{ °C}$  erfolgen. Mit dieser Forderung sollte sichergestellt werden, dass der Frischbeton ohne Beheizen der Gesteinskörnung die erforderliche Temperatur von mindestens  $10\text{ °C}$  erreicht. Eine Beheizung der Gesteinskörnung durch das geplante Bedampfen wurde ausgeschlossen, da sonst ein unkontrollierter Wassereintrag stattgefunden hätte und so die Betoneigenschaften nicht sicher erreicht worden wären.

Um bei den niedrigen Außentemperaturen betonieren zu können, wurde das Kriterium Lufttemperatur  $T_{\text{Luft}} > 5\text{ °C}$  aus dem QS-Plan gestrichen (siehe Abs. 4). Stattdessen wurden zusätzliche Maßnahmen zur Erreichung der erforderlichen Frischbetontemperatur von mindestens  $10\text{ °C}$  ergriffen. Zunächst wurden die Gesteinskörnungen eingehaust. Zusätzlich wurden die aus Schalungselementen gebauten Gesteinskörnungsboxen beheizt, so dass in den oberen Lagen der Gesteinskörnung eine Temperatur von  $10\text{ °C}$  bis  $15\text{ °C}$  erreicht wurde (siehe Bild 20).

Alle in dem QS-Plan vorgesehenen Prüfungen wurden durchgeführt und dokumentiert, die ausgefüllten Checklisten sind der Anlage 4.4 zu entnehmen.

Die Kontrollen der Frischbetontemperatur auf der Baustelle haben gezeigt, dass die getroffenen Maßnahmen im Mischwerk sehr gut geeignet waren, die erforderliche Frischbetontemperatur einzustellen. Die Werte lagen alle bei mindestens  $15\text{ °C}$ .

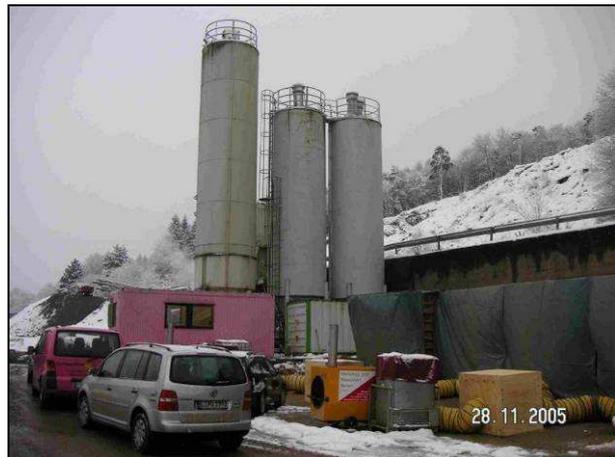


Bild 20: Aufwärmen der Gesteinskörnungen

### 5.3 Messtechnik und Versuchseinrichtungen

Vor dem Einbau der Gewölbebewehrung wurden in den FSB 62 bis 59 insgesamt je vier Füllstützen (zwei je Ulme) mit entsprechenden Schlauchanschlüssen zur späteren Durchführung der Wasserdichtheitstests eingebaut (siehe Abs. 8). Die Schläuche wurden in jeder Ulme zu einer Aussparung ( $20\text{ x }20\text{ x }20\text{ cm}$ ) verlegt, so dass nach der Firstspaltverpressung die Blöcke gezielt mit Wasser beaufschlagt werden konnten.

Durch ein umfangreiches Bauwerksmonitoring wurden alle relevanten Eigenschaften des Frischbetons und des Festbetons erfasst (siehe Abs. 6).

Es interessierten zum einen die Eigenschaften des Werkstoffes „Stahlbeton“. Wichtig war hierbei die Erfassung der sich entwickelnden Hydrationswärme als wesentliche Einflussgröße für mögliche Zwangsbeanspruchungen (Spannungen und Verformungen). Zur Messung der Wärmeentwicklung in der Schalung wurden insgesamt 9 Temperaturmessfühler eingebaut. Die Umgebungstemperatur wurde ebenfalls aufgezeichnet.

Das Schwinden des jungen Betons wurde mit Dehnmessstreifen (DMS), welche mit einbetoniert wurden, gemessen. Die Dehnungen des Betonstahls während der Erhärtungsphase wurden mit an den Bewehrungsstäben applizierten DMS gemessen (siehe Bild 21).

Die DMS der FSB 62 bis 59 wurden derart gestaltet, dass Langzeitbeobachtungen möglich waren und durchgeführt wurden (siehe Abs. 10).



Bild 21: a. DMS im Beton b. DMS an Bewehrungsstäben

Weiterhin waren die Auswirkungen der spezifischen Eigenschaften des SVB auf den Baubetrieb von Interesse. Insbesondere war der seitliche Frischbetondruck von Bedeutung. Es galt zu überprüfen, in wie weit die Vorgaben der SVB-Richtlinie hinsichtlich des zu berücksichtigenden Frischbetondruckes gerechtfertigt sind.

Zur Messung des Frischbetondruckes wurden 10 Membrandruckaufnehmer sowie 5 Kraftmessdosen installiert. Durch die Anordnung beider Messsysteme war deren Vergleich gegeben (siehe Bild 27 und Bild 28).

Weiterhin wurden die Verschiebungen des Schalwagens in x-, y- und z-Richtung während der Betonagen aufgezeichnet. Dafür wurden insgesamt 10 Wegaufnehmer installiert (siehe Bild 68). Die Ergebnisse der Messungen sind in Abschnitt 6 dargestellt.

## 5.4 Betonage

### 5.4.1 Allgemeines

Der Beton wurde mit Fahrmischern vom Mischwerk bis zur Baustelle gebracht. Die Anfahrt zum Einbauort erfolgte vom Südportal des Tunnels (Fahrzeit ca. 25 min). Der Beton wurde vor Ort im Hauptstollen durch Mitarbeiter der MFPA Leipzig beprobt (Setzfließmaß, Trichterauslaufzeit, Sedimentationsversuch) und für den Einbau freigegeben.

Die Herstellung der nach QS-Plan erforderlichen Probekörper erfolgte durch Mitarbeiter der ausführenden Firma.

Der Beton wurde mit einer Betonpumpe, die im Querschlag Fahrtunnel-Fluchtstollen stand (FSB 89 und 88), über eine ca. 25 m lange Stahlleitung zum Schalwagen gepumpt.

Für die Betonage der FSB 62 bis 59 stand die Betonpumpe im Fluchtstollen selbst und wurde dort von 3-Achs-Mischern befüllt. Der Weg von der Pumpe zum herzustellenden Block betrug ca. 20 m.

Um ein gleichmäßiges Befüllen der Schalung zu gewährleisten, wurde eine Rohrweiche, die mit Schiebern an den beiden Weichenenden verschlossen werden konnte, in die Rohrleitung eingebaut (siehe Bild 22).

Die Kontrolle der Füllung der Schalung sowie das Ausbreiten des Betons in der Schalung erfolgte zunächst visuell über die Betonierfenster (siehe Bild 23).



Bild 22: Betonleitung



Bild 23: Ausbreiten und Entlüften des SVB in der Schalung

Nach deren Verschluss wurde die Füllung der Schalung durch Abklopfen der Schalung mit einem Hammer kontrolliert. Die Betoniervorgänge wurde beendet, als aus den Referenzöffnungen im First der Beton austrat siehe Anlage 4.4.

Bei allen Blöcken konnte planmäßig nach 12 h die Stirnschalung abgebaut und der Schalwagen ab-

gelassen werden. Der geforderten Ausschalfestigkeiten wurden sicher erreicht.

## 5.4.2 Fluchtstollenblock 89 (FSB 89)

### 5.4.2.1 Herstellung, Bauablauf

Die Herstellung von FSB 89 erfolgte am 22.11.2005 bei ca. 0 °C Lufttemperatur und leichtem Schneefall am Ort des Betonwerks. Zu Beginn der Betonherstellung (ca. 11:00 Uhr) wurden in verschiedenen Tiefen der eingehausten und erwärmten Gesteinskörnung die Temperaturen und die Oberflächenfeuchte gemessen. Anschließend erfolgte die Ermittlung der Temperatur der Gesteinskörnung in den Beschickungskübeln der Mischanlage.

Tabelle 4: Temperatur und Feuchte der Gesteinskörnung vor dem Mischen

Körnung [mm]	Temperatur Haufen [°C]	Gesteinskörnungsfeuchte [%]	Temperaturen Kübel [°C]
0/2	15 / 6 / 7	5,5	7
2/8	12 / 15	0,5	15
8/16	18 / 8	0,5	14

Die erste Betonmenge wurde um 14:09 Uhr über die unteren Betonierstützen in die Schalung gepumpt. Der Beton des nächsten Fahrzeuges wurde ebenfalls über die unteren Stützen in die Schalung gepumpt. Die Betonage musste aufgrund eines Rohrverstopfers für etwa 30 Minuten unterbrochen werden.

Nach der Entleerung des Fahrzeuges wurden die Leitungen auf die Stützen in ca. 2,5 m Höhe umgesetzt.

Beim 3. Fahrzeug gab es nochmals einen Rohrverstopfer (Unterbrechung ca. 50 Minuten). Der Beton dieses Fahrzeuges sowie der von den die folgenden beiden Mischern wurden ebenfalls über den mittleren Stützen eingebaut. Der Beton des letzten Fahrzeuges wurde über den Firststützen in die Schalung gepumpt. Insgesamt wurden in FSB 89 etwa 37,5 m<sup>3</sup> SVB eingebaut.

Die Rohrverstopfer machten die Demontage der gesamten Rohrleitung von der Pumpe bis zum Schalwagen erforderlich. Es zeigte sich, dass sich der Rohrquerschnitt fast vollständig zugesetzt hatte (siehe Bild 24).



Bild 24: Rohrverstopfer

Betonierende war gegen 19:00 Uhr, d.h. die Betonierdauer betrug insgesamt etwa 5 Stunden. Daraus errechnet sich eine Einbauleistung von 7,7 m<sup>3</sup>/h. Maßgebend waren zum einen die Betonierunterbrechungen und zum anderen die Wartezeiten auf der Baustelle zwischen den ersten Fahrzeugen.

Die Rohrverstopfer sind vermutlich auf Eisreste in den Mischertrommeln der ersten beiden Fahrzeuge, infolge Minustemperaturen in der Nacht vor der Betonage, zurückzuführen (Allmähliche Erhöhung des w/z-Wertes durch Auftauen). Hierdurch traten anscheinend Entmischungserscheinungen infolge des Pumpens beim Beton auf.

Tabelle 5: Frischbetonuntersuchungen FSB 89 (SVB-Block 1), Prüfungen am Mischwerk

FSB 89	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur 0,5 °C)				
	Lieferschein Nr.	Frischbetontemperatur [°C]	Setzfließzeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
	Soll	> 10	8-15	670-720	8-15
	112645	15,0	10,0	690	14,0
	112646	15,0	10,0	700	14,0
	112647	17,7	12,0	710	14,5
	112648	18,0	13,4	690	17,2
	112649	16,1	15,2	680	20,4
	112650	17,2	9,8	690	15,7
	112651	16,8	10,4	690	14,3

Tabelle 6: Frischbetonuntersuchungen FSB 89 (SVB-Block 1), Prüfungen auf der Baustelle

FSB 89	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 10°C)		
	Lieferschein Nr.	Setzfließzeit [sec]	Setzfließmaß [mm]
Soll	8-15	670-720	8-15
112645	10,0	720	13,0
112646	8,0	740*	11,0
112647	12,0	720	14,5
112648	16,0**/14,5	670/725	27,0**/19,0*
112649	12,0	700	16,0
112650	9,0	720	12,0
112651	14,5	690	18,0*

\*Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

\*\*Freigabe zunächst nicht erteilt, Nachdosierung von FM auf der Baustelle

Im Zuge des Betonierens musste die Schalung mehrfach nachgedichtet werden, insbesondere im Bereich der Betonierfenster und der Stirnschalungen, da Zementleim austrat (siehe Bild 25).



Bild 25: Zusätzliche Abdichtung eines Betonierfensters

#### 5.4.2.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

Der Schalwagen wurde Mitte Januar 2006 aus dem Bereich des FSB 89 bewegt, so dass erst danach der fertig gestellte FSB 89 in Augenschein genommen werden konnte.

Auf der Oberfläche von FSB 89 ist ein deutlich sichtbarer Betonierabsatz erkennbar. Die Gründe dafür können zum einen die Entmischung des Betons, zum anderen die Betonierunterbrechung von ca. 1 Stunde sein.

Die relativ „rauhe“ Oberfläche ist stark marmoriert.

Risse waren zum Zeitpunkt der Begehung (20.01.2006) nicht erkennbar.

Unterhalb des Betonierabsatzes im Bereich des unteren Betonierstutzens erkennt man deutlich, dass der bereits in der Schalung eingebrachte Beton nach der ersten Betonierunterbrechung nochmals durchmischt worden ist (siehe Anlage 7.1).

Die in den QS-Plänen geforderte Mindestausschalfestigkeit wurde erreicht, die Wasserundurchlässigkeitsprüfungen wurden mit positivem Ergebnis durchgeführt (siehe Abs. 8).

Neben der grafischen Darstellung der Fehlstellen wurde die gesamte Leibung fotografiert und die Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit auf den Zeichnungen dargestellt (siehe Anlage 7.1).

Tabelle 7: Festbetonprüfungen FSB 89

FSB 89	Lieferschein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub> *	f <sub>c56</sub> *	
Probe				
93	112644	54		Entnahme im Mischwerk
94	112647	54		
95	112649	54		
001	112644	50		Entnahme auf der Baustelle
002	112644	51		
005	112646	44		
008	112647	52		
011	112648	47		
014	112649	52		
016	112650	47,5		
017	112650	51,5		
003	112644		56	
006	112646		47	
009	112647		64	
012	112648		65,5	
015	112649		62	
018	112650		54,5	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

#### 5.4.3 Fluchtstollenblock 88 (FSB 88)

##### 5.4.3.1 Herstellung, Bauablauf

Am 01.12.2005 wurde das Gewölbe des FSB 88 ausgeführt. Bei einer Außentemperatur von 0,5 °C (bewölkt) wurden folgende Gesteinskörnungstemperaturen gemessen:

Körnung: 0/2 mm, Temperatur: 8 °C

2/8 mm, Temperatur: 12 °C

8/16 mm, Temperatur: 20 °C

Aufgrund der bei der Herstellung des ersten Blockes gemachten Erfahrungen wurden der QS-Plan

Mischwerk, der QS-Plan Baustelle sowie das Betonierkonzept gegenüber den der ZiE zugrunde liegenden Unterlagen in Form von Protokollen angepasst.

Der erste Beton wurde um 12:04 Uhr gepumpt. Die letzte Charge war um 15:42 Uhr eingebaut.

Insgesamt wurden etwa 36,0 m<sup>3</sup> selbstverdichtender Beton eingebaut. Der Beton der ersten vier Mischfahrzeuge wurde über die unteren Stützen eingebaut, der Beton der folgenden Fahrzeuge wurde über die mittleren Stützen eingefüllt. Die Betonage wurde beendet, nachdem zunächst etwa 100 Liter Zementleim und anschließend Beton aus den Firstöffnung ausgetreten war.

Die Einbauleistung lag bei etwa 10 m<sup>3</sup>/h. Die Einbauleistung hätte deutlich höher sein können, wenn mit einem Transportbetonwerk größerer Leistungsfähigkeit gearbeitet worden wäre.

Der Einbau des Betons gestaltete sich nach der Modifizierung der Konsistenz des Frischbetons im Vergleich zur ersten Betonage als unproblematisch. Es wurde stets die untere Grenze des Konsistenzbereiches im Verarbeitungsfenster (670 mm) angestrebt.

Tabelle 8: Frischbetonuntersuchungen FSB 88 (SVB-Block 2), Prüfungen am Mischwerk

FSB 88	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur 0,5 °C)			
Lieferschein Nr.	Frischbetontemperatur [°C]	Setzfließzeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	> 10	8-15	670-720	8-15
112720	18,2	16,7	680	22,4
112721	15,9	15,0	695	21,8
112722	19,1	11,7	690	20,4
112723	18,6	15,4	700	21,2
112724	17,2	18,2	670	26,2
112725	18,5	16,9	660	24,1

Sehr positiv hat sich auch die Vorhaltung eines Mischfahrzeuges auf der Baustelle auf den nahezu kontinuierlichen Betoneinbau bei den ersten vier Fahrzeugen ausgewirkt.

Die Schalung war aufgrund der Erfahrungen der Betonage von FSB 89 im Stirnbereich deutlich besser abgedichtet, so dass hier keine Nacharbeiten während der Betonage erforderlich waren (siehe Bild 26). Das Schwanzblech war ebenfalls dicht, so dass auch hier kaum Beton austrat.

Tabelle 9: Frischbetonuntersuchungen FSB 88 (SVB-Block 2), Prüfungen auf der Baustelle

FSB 88	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 10°C)		
Lieferschein Nr.	Setzfließzeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	8-15		
112720	14,0	690	24,0*
112721	17,0*	675	18,0*
112722	10,0	680	14,0
112723	10,0	670	14,0
112724	12,5	685	17,0
112725	12,0	690	16,5

\*Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes



Bild 26: Stirnschalung FSB 88

Es gab keinerlei Unterbrechungen. Der Betrieb entsprach weitgehend dem bei Einbau eines Normalbetons, abgesehen vom Wegfall der Verdichtungsarbeit. Insgesamt kann der Ablauf als äußerst positiv bewertet werden.

#### 5.4.3.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

Im Vergleich zu FSB 89 ist die optische Qualität der Leibung von FSB 88 besser. Dies ist zum einen auf die Konsistenz des Betons und zum anderen auch auf das kontinuierlichere Betonieren zurückzuführen.

Auffallend sind die Schlieren im Bereich der unteren Betonierstützen. Diese wurden wahrscheinlich durch das Einpumpen des Betons bei Betonierpegeln oberhalb des Stützens verursacht (siehe Bild 73).

Weiterhin sind an der Leibung Lufteinschlüsse aufgrund der negativen Krümmung der Schalung zu erkennen.

Ab einer Höhe von ca. 1,80 m über Sohle ist der Beton absolut schadstellenfrei, es sind weder Luft-einschlüsse noch Schlieren o.ä. erkennbar.

Die Prüfungen der Probekörper haben hinreichen-de Werte geliefert (siehe Tabelle 10). Die Beton-qualität ist augenscheinlich sehr gut.

Tabelle 10: Festbetonprüfungen FSB 88

FSB 88	Liefer-schein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub>	f <sub>c56</sub>	
100	112720	56		Entnahme im Mischwerk
101	112722	58		
102	112724	50		
002	112720	61		Entnahme auf der Baustelle
005	112721	53		
008	112722	58		
011	112723	51		
014	112724	55,5		
017	112725	50		
003	112720		57	
006	112721		46,5	
009	112722		55,5	
012	112723		62	
015	112724		57	
018	112725		63	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

#### 5.4.4 Schlussfolgerungen für die Herstellung der FSB 62 bis 59

Die bisherigen Ergebnisse zeigten, dass die Maßnahmen beim FSB 88 zu guten Betoniererergebnissen führte. Es wurden keinerlei Risse festgestellt. Augenscheinlich ist die für einen Beton der festigkeitsklasse C 30/37 eingelegte Längsbewehrung ausreichend.

Die Änderungen in den QS-Plänen und dem Betonierkonzept wurden in die entsprechenden Unterlagen eingearbeitet und wurden bei den späteren Betonagen berücksichtigt.

#### 5.4.5 Fluchtstollen-Block 62 (FSB 62)

##### 5.4.5.1 Herstellung, Bauablauf

Das Gewölbe des dritten SVB-Blocks (FSB 62) wurde am 21.03.2006 betoniert. Die Außentemperatur betrug +3 °C und im betroffenen Bereich des Fluchtstollen ca. +11 °C.

Mit der Betonage wurde erst begonnen (ca. 9:20 Uhr) nachdem zwei Mischfahrzeuge mit jeweils 6 m<sup>3</sup> vorgemischt waren und mit der Herstellung des Betons für die 3. Beschickung begonnen

wurde. Damit sollte die Kontinuität im Befüllen der Schalung gewährleistet werden.

Aufgrund der Platzverhältnisse im Fluchtstollen und der Zugänglichkeit des Fluchtstollens, die Andienung des Schalwagens war nur von Süden, d.h. über die Querschläge möglich, konnten nur 3-Achs-Mischfahrzeuge eingesetzt werden, von denen bei der Betonage von FSB 62 und 61 nur zwei zur Verfügung standen.

Der erste Beton wurde um 9:30 Uhr über die mittleren Einfüllstützen gepumpt. Nach Beseitigung eines Rohrverstopfers infolge des Anpumpens konnte die Betonage über die ca. 15 m gerade Pumpstrecke fortgesetzt werden. Gegen 10:00 Uhr wurde mit dem Pumpen von Fahrzeug 2 begonnen; zwischendurch wurde das Pumpen, damit die Unterbrechung bis zur Ankunft von Fahrzeug 3 nicht so lang war. Pumpbeginn von Fahrzeug 3 war 11:10 Uhr. Um 14:10 Uhr wurde der Betonpumpenschlauch von der Ulme zum First umgesetzt. Ende der Betonage war 15:40 Uhr.

Insgesamt wurden ca. 36,0 m<sup>3</sup> selbstverdichtender Beton eingebaut. Die Einbauleistung lag bei etwa 6,0 m<sup>3</sup>/h. Die geringe Einbauleistung resultierte aus der geringen Anzahl von Mischfahrzeugen.

Aufgrund der bei der Herstellung der ersten beiden Blöcke gemachten Erfahrungen wurden die Sollwerte der Frischbetoneigenschaften verändert und in die QS-Pläne aufgenommen.

Tabelle 11: Frischbetonuntersuchungen FSB 62 (SVB-Block 3), Prüfungen am Mischwerk

FSB 62	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur °C)			
	Liefer-schein Nr.	Frischbeton-temperatur [°C]	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließmaß [mm]
Soll	10-25	10-20	650-690	15-25
111270	14,4	9,9	660	17,3
111271	15,6	15,9	670	15,9
111272	16,3	11,3	660	17,3
111273	17,1	16,4	640	21,5
111274	18,1	12,1	670	15,4
111275	16,3	16,2	650	22,5

Tabelle 12: Frischbetonuntersuchungen FSB 62 (SVB-Block 3), Prüfungen auf der Baustelle

FSB 62	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 4,0°C)			
	Liefer- schein Nr.	t <sub>500</sub> - Zeit [sec]	Setzfließ- maß [mm]	Trichteraus- laufzeit [sec]
Soll	10- 20	650-690	15-25	
111270	14,1	680	22,3	
111271	15,0	680	16,8	
111272	15,6	665	17,4	
111273	14,9	665	22,1	
111274	13,4	670	22,9	
111275	16,9	645*	22,3	

\*Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

Von Fahrzeug Nr. 5 wurde nach dem Pumpen noch einmal eine Frischbetonprobe gegen 14:10 Uhr genommen und beprobt. Folgende Werte wurden gemessen

Setzfließmaß mit Blockiererring:  $sm_B = 790$  mm

Trichterauslaufzeit:  $t_{Tr} = 13,6$  sec

Fließzeit:  $t_{500} = 7,1$  sec

Infolge des Pumpens ergab sich eine deutliche Konsistenzhöhung.

#### 5.4.5.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

In FSB 62 wurde mit dem Befüllen über die Einfüllstutzen in mittlerer Höhe begonnen. Unterhalb der Einfüllstellen am Fußpunkt der Leibung gibt es jeweils eine etwa 1 m<sup>2</sup> große Fehlstelle, die auf eine geringfügige Entmischung des Betons hindeutet (siehe Bild 78).

Des Weiteren sind kleine Schalungsfehler und leicht abgeplatze Kanten im Bereich der Nischen zu sehen. Vereinzelt ist es zu leichter Schlierenbildung im Firstbereich und Bereich der Einfüllstutzen gekommen.

Neben der grafischen Darstellung dieser Fehlstellen wurde die gesamte Leibung fotografiert und die Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit auf den Zeichnungen dargestellt (siehe Anlage 7.1).

Tabelle 13: Festbetonprüfungen FSB 62

FSB 62	Liefer- schein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub>	f <sub>c56</sub>	
28	111270		66,0	Entnahme im Mischwerk
29	111272	61,0		
30	111274		64,5	
002	111270	57,5		Entnahme auf der Baustelle
005	111271	61,5		
008	111272	59,0		
011	111273	62,5		
014	111274	60,5		
017	111275	62,0		
003	111270		59,5	
006	111271		53,5	
009	111272		55,0	
012	111273		58,0	
015	111274		61,5	
018	111275		56,0	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

### 5.4.6 Fluchtstollenblock 61 (FSB 61)

#### 5.4.6.1 Herstellung, Bauablauf

Die Herstellung von FSB 61 erfolgte am 24.03.2006. Die Temperatur im Hauptstollen betrug 4,5 °C, die im Fluchtstollen 14,4 °C. Die erhöhte Temperatur im Fluchtstollen entstand infolge der Nachbehandlungsmaßnahme (Bedampfung) von FSB 62. Die Ankunft des ersten Fahrzeuges war um 10:05 Uhr. Das Anpumpen erfolgte mit Ankunft von Fahrzeug 2 auf der Baustelle über die unteren Einfüllstutzen und eine Pumpstrecke von ca. 20 m. Nach Prüfung der Frischbetoneigenschaften vor Ort musste der Beton des 2. Fahrzeuges mit 0,7 kg/m<sup>3</sup> Fließmittel entsprechend Nachdosierungstabelle verflüssigt werden. Erst dann konnte die Mischung für den Einbau freigegeben werden. Pumpenbeginn von Fahrzeug 2 war um 11:12 Uhr. Um 11:30 Uhr wurden die Kontrollöffnungen geschlossen. Das Umsetzen auf die mittleren Einfüllöffnungen erfolgte um 11:45 Uhr. Während des Pumpens von Fahrzeug Nr. 3 musste eine 20-minütige Pause wegen Undichtigkeiten an der Stirnschalung eingelegt werden. Weitere kleine Betonierunterbrechungen gab es auch während des Pumpens bei den folgenden Fahrzeugen. Gegen 15:37 Uhr wurden die Pumpenschläuche von den zwei mittleren auf eine Einfüllstelle reduziert und auf den Einfüllstutzen im First umgesetzt um den Druck auf die Stirnschalung zurückzunehmen. Gegen 17:58 Uhr wurde mit dem Pumpen des Betons von Fahrzeug 8 begonnen, wobei aber nur noch eine geringe Betonmenge davon einge-

baut wurde. Die Betonage war um 18:05 Uhr beendet.

Insgesamt wurden 48 m<sup>3</sup> selbstverdichtender Beton produziert, von denen ca. 43 m<sup>3</sup> eingebaut wurden. Die Betonierleistung lag somit bei ca. 5,8 m<sup>3</sup>/h. Der Beton der Fahrzeuge 1 und 2 erfolgte über die unteren Einfüllöffnungen, der Fahrzeuge 3 bis 6 über die mittleren Stützen und der Beton der Fahrzeuge 7 und 8 wurde über die Firstöffnung in die Schalung eingebracht.

Der Beton wurde mit 2 Mischfahrzeugen vom Mischwerk auf die Baustelle gebracht.

Tabelle 14: Frischbetonuntersuchungen FSB 61 (SVB-Block 4), Prüfungen am Mischwerk

FSB 61	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur °C)			
Liefer-schein Nr.	Frischbeton-temperatur [°C]	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließ-maß [mm]	Trichteraus-laufzeit [sec]
Soll	10-25	10-20	650-690	15-25
111311	14,1	17,2	640	21,8
111312	16,7	18,5	630	22,9
111313	16,5	11,2	670	18,5
111314	17,3	14,3	640	17,8
111315	18,4	17,3	630	21,3
111316	16,4	14,2	640	18,5
111317	17,8	12,8	650	19,3
111318	16,5	16,4	630	22,4

Tabelle 15: Frischbetonuntersuchungen FSB 61 (SVB-Block 4), Prüfungen auf der Baustelle

FSB 61	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 5°C)		
Liefer-schein Nr.	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließ-maß [mm]	Trichteraus-laufzeit [sec]
Soll	10-20	650-690	15-25
111311	15,0	645*	14,4*
111312	20,5/20,8	625**/645*	16,3/16,4
111313	9,5*	700	16,1
111314	17,1	650	16,6
111315	12,2	675	15,8
111316	16,3	695	15,7
111317	18,0	680	14,8*
111318	13,0	700	16,1

\*Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

\*\*Freigabe zunächst nicht erteilt, Nachdosierung von FM auf der Baustelle

Von Fahrzeug Nr. 2, bei dem auf der Baustelle nachdosiert werden musste, wurde nach dem Pumpen beim Umsetzen von der unteren auf die mittlere Einfüllöffnung eine Frischbetonprobe genommen und beprobt. Folgende Werte wurden gemessen:

Setzfließmaß mit Blockkiering: sm<sub>B</sub> = 645 mm

Fließzeit: t<sub>500</sub> = 17,0 sec

Eine erneute Probennahme nach dem Pumpen von Fahrzeug 6 ergab die folgenden Werte

Setzfließmaß mit Blockkiering: sm<sub>B</sub> = 695 mm

Trichterauslaufzeit: t<sub>Tr</sub> = 20,5 sec

Fließzeit: t<sub>500</sub> = 10,3 sec

Bei der obigen Kontrolle nach dem Pumpen zeigt sich diesmal keine auffällige Konsistenzänderung.

#### 5.4.6.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

In FSB 61 wurden auf beiden Seiten und im Firstbereich Halfenschienen eingebaut. Die Kanten sind sauber und weisen keine größeren Ausbruchstellen auf. Der Beton hat die Schienen gut umschlossen (siehe Bild 80). Neben der leichten Schlierenbildung und den teils abgeplatzten Kanten in den Nischen (siehe FSB 62) ist es im Bereich negativer Krümmung der Leibung zu einer geringen Lunkerbildung gekommen.

Neben der zeichnerischen Darstellung dieser Bereiche wurde die gesamte Leibung fotografiert und die Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit auf den Zeichnungen dargestellt (siehe Anlage 7.1).

Tabelle 16: Festbetonprüfungen FSB 61

FSB 61	Liefer-schein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub>	f <sub>c56</sub>	
Probe				
31	111312		61,5	Entnahme im Mischwerk
32	111314	57,5		
33	111316		60,0	
002	111311	60,0		Entnahme auf der Baustelle
005	111312	58,5		
008	111313	57,0		
011	111314	60,0		
014	111315	60,0		
017	111316	58,5		
020	111317	65,5		
023	111318	60,5		
003	111311		64,0	
006	111312		74,0	
009	111313		62,0	
012	111314		66,0	
015	111315		67,5	
018	111316		69,0	
021	111317		70,0	
024	111318		61,5	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

## 5.4.7 Fluchtstollenblock 60 (FSB 60)

### 5.4.7.1 Herstellung, Bauablauf

Am 28.03.2006 wurde der FSB 60 hergestellt. Die Temperatur im Hauptstollen betrug 10,5 °C. Da die Temperaturen im Außenbereich mit ca. 15 °C erstmals ausreichend warm waren, mussten die Gesteinskörnungen im Mischwerk nicht beheizt werden. Mit der Betonage wurde um 10:20 Uhr begonnen. Der Beton wurde über die unteren Einfüllstützen über eine gerade Pumpenstrecke von ca. 20 m eingebracht. Gegen 11:08 Uhr wurden die Kontrollöffnungen in der Schalung beim Pumpen von Fahrzeug 2 geschlossen und um 11:16 Uhr wurden die Schläuche auf die mittlere Einfüllöffnung umgesetzt. Der Pumpvorgang der Fahrzeuge 3 bis 6 verlief ohne wesentliche Unterbrechungen. Um 14:15 Uhr wurde der Schlauch auf die obere Einfüllöffnung ummontiert. Zwischen Fahrzeug Nr. 7 und Nr. 8 erfolgte eine 75-minütige Pause, da keine ausreichende Menge Beton vorgemischt war. Von Fahrzeug Nr. 8 wurden nur noch 3 m<sup>3</sup> Beton in die Schalung eingefüllt. Ende der Betonage war um 16:55 Uhr.

In Summe wurden 45 m<sup>3</sup> Beton eingebaut. Die Betonierleistung lag bei ca. 6,9 m<sup>3</sup>/h, wobei die Anlieferung des Betons mit 3 Fahrzeugen erfolgte. Die Mischungen der Fahrzeuge 1 und 2 wurden über die unteren Einfüllstützen, die der Fahrzeuge 3 bis 6 über die mittleren und die der Fahrzeuge 7 und 8 über die Einfüllöffnung im First eingebracht.

Tabelle 17: Frischbetonuntersuchungen FSB 60 (SVB-Block 5), Prüfungen am Mischwerk

FSB 60	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur °C)			
Lieferschein Nr.	Frischbeton-temperatur [°C]	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	10-25	10-20	650-690	15-25
111366	17,4	8,5	690	14,8
111367	17,1	14,9	650	18,9
111368	20,8	17,5	630	20,8
111369	18,4	12,5	650	17,6
111370	22,1	16,8	650	20,0
111371	21,4	10,2	670	14,8
111372	20,1	13,8	650	18,4
111373	20,4	12,8	640	20,3

Tabelle 18: Frischbetonuntersuchungen FSB 60 (SVB-Block 5), Prüfungen auf der Baustelle

SVB 5 FSB 60	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 11°C)		
Lieferschein Nr.	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	10-20	650-690	15-25
111366	8,0*	675	16,4
111367	15,0	690	17,7
111368	18,0	685	18,2
111369	13,6	700*	19,0
111370	12,0	685	19,1
111371	12,4	665	19,4
111372	14,3	670	19,7
111373	18,4	640*	20,4

\*Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

Bei der Prüfung einer Frischbetonprobe von Fahrzeug Nr. 2 nach dem Pumpen wurden die folgenden Werte gemessen:

Setzfließmaß mit Blockiererring:  $sm_B = 660$  mm

Fließzeit:  $t_{500} = 14,5$  sec

Eine erneute Probennahme nach dem Pumpen von Fahrzeug 6 ergab die folgenden Werte

Setzfließmaß mit Blockiererring:  $sm_B = 775$  mm

Fließzeit:  $t_{500} = 8,0$  sec

Wie zu erkennen ist, verringert sich das Konsistenzmaß einmal, bei der zweiten Prüfung vergrößert es sich deutlich.

### 5.4.7.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

Die Inaugenscheinnahme der Tunnelleibung von FSB 60 hat keine außergewöhnlichen Störungen im Erscheinungsbild erkennen lassen. Wie zuvor für die Fluchtstollenblöcke 62 und 61 beschrieben, gibt es auch hier leichte Abplatzungen im Bereich der Nischen und leichte Schlieren- bzw. Lunkerbildung.

Neben der grafischen Darstellung dieser Fehlstellen wurde die gesamte Leibung fotografiert und die Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit auf den Zeichnungen dargestellt (siehe Anlage 7.1).

Tabelle 19: Festbetonprüfungen FSB 60

FSB 60 Probe	Lieferschein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub>	f <sub>c56</sub>	
34	111367		64,5	Entnahme im Mischwerk
35	111369	57,5		
36	111371		64,0	
002	111366	55,5		Entnahme auf der Baustelle
005	111367	57,5		
008	111368	59,0		
011	111369	63,5		
014	111370	60,0		
017	111371	54,5		
020	111372	60,5		
023	111373	55,5		
003	111366		57,0	
006	111367		60,5	
009	111368		64,0	
012	111369		66,5	
015	111370		59,0	
018	111371		62,0	
021	111372		61,0	
024	111373		65,0	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

## 5.4.8 Fluchtstollenblock (FSB 59)

### 5.4.8.1 Herstellung, Bauablauf

FSB 59 wurde am 31.03.2006 hergestellt. In diesem Block war eine Nische angeordnet, die mit 1,25 m ein großes Überprofil aufweist, davon 70 cm nicht bewehrt. Die Temperatur im Hauptstollen betrug 11,5 °C. Die Ankunft des ersten Fahrzeugs war um 10:00 Uhr. Nach Prüfung der Frischbetoneigenschaften vor Ort wurde entschieden, dass der Beton zunächst nicht eingebaut werden konnte, da er eine zu weiche Konsistenz aufwies. Es wurde entschieden, dass der Beton des ersten Fahrzeugs vorerst nicht eingebaut wurde und mit dem Beton von Fahrzeug 2 begonnen wurde. Um 10:54 Uhr wurde schließlich mit Pumpen begonnen. Nach einem kurzen Rohrverstopfer konnte die Betonage ohne weitere Vorkommnisse durchgeführt werden. Nach ca. 50 Minuten wurde die Mischung von Fahrzeug 1 noch einmal beprobt. Die Messungen haben ergeben, dass der Beton einbaufähig war und somit als nächstes eingefüllt werden konnte. Das Einfüllen erfolgte zunächst über die unteren Einfüllstutzen. Während des Leerens von Fahrzeug 1 wurden um 11:42 Uhr die Kontrollöffnungen auf der linken Seite geschlossen und hier auf den mittleren Einfüllstutzen umgesetzt. Auf der in Betonierichtung der Blöcke rechten Seite wurde zunächst über die linke Ein-

füllöffnung - links der Nische - der Beton eingebracht, um 12:24 Uhr wurde die „vordere“ Kontroll Luke geschlossen. Um 12:29 Uhr wurde auf der rechten Seite auf den mittleren Einfüllstutzen umgesetzt. Nach kurzem Pumpvorgang war das 3. Fahrzeug leer. Um 12:32 Uhr wurde auch die linke Kontrollöffnung auf der rechten Seite geschlossen. Da die Einfüllmenge auf der rechten Seite durch das Vorhandensein der Nische deutlich größer war und der Frischbetondruck auf der linken Seite deutlich höher lag, wurde entschieden die Einfüllmenge auf der linken Seite durch den Schieber im Betonschlauch zu reduzieren. Um 16:50 Uhr wurde mit dem Pumpen von Fahrzeug 8 begonnen. Um 17:04 Uhr erfolgte das Umsetzen auf den Firststutzen. Fahrzeug 9 erreichte die Baustelle um 18:10 Uhr, der Beton wurde nach den üblichen Prüfungen vor Ort ab 18:47 Uhr in die Schalung gepumpt. Betonierende war um 19:05 Uhr.

Ab dem vierten Fahrzeug sind die Pausen zwischen den Belieferungen mit Beton trotz des Einsatzes von 3 Mischfahrzeugen kontinuierlich angewachsen.

Die Mischungen der Fahrzeuge 1 bis 6 sind entsprechend der Rezeptur mit dem Fließmittel SKY 509 produziert worden. Die Mischungen 7 und 8 mussten infolge von Materialengpässen mit einem Gemisch der Fließmittel SKY 509 und SKY 591 im Verhältnis 1:1 hergestellt werden, der Beton von Fahrzeug 9 wurde ausschließlich mit Fließmittel SKY 591 gemischt. Dieser Sachverhalt wurde ohne Rücksprache mit dem Forschungsnehmer entschieden. Erst nach Produktion und teilweisen Einbau des Betons wurde dies dem Forschungsnehmer mitgeteilt.

Insgesamt wurden 54 m<sup>3</sup> selbstverdichtender Beton eingebaut. Die Einbauleistung lag bei ca. 6 m<sup>3</sup> pro Stunde.

Tabelle 20: Frischbetonuntersuchungen FSB 59 (SVB-Block 6), Prüfungen am Mischwerk

FSB 59	Prüfungen im Mischwerk (Lufttemperatur °C)				
	Lieferschein Nr.	Frischbetontemperatur [°C]	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	10-25	10-20	650-690	15-25	
111399	18,3	11,6	680	14,5*	
111400	18,8	12,7	660	17,2	
111401	19,2	12,8	670	16,1	
111402	19,5	17,3	640*	22,6	
111403	19,5	14,1	640*	16,2	
111404	20,2	16,4	630*	23,1	
111405	20,6	15,0	640*	23,9	
111406	20,9	13,8	630*	23,7	
111407	20,9	14,8	640*	19,7	

\* Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

Tabelle 21: Frischbetonuntersuchungen FSB 59 (SVB-Block 6), Prüfungen auf der Baustelle

FSB 59	Prüfungen auf der Baustelle (Lufttemperatur 11°C)			
	Lieferschein Nr.	t <sub>500</sub> -Zeit [sec]	Setzfließmaß [mm]	Trichterauslaufzeit [sec]
Soll	10-20	650-690	15-25	
111399	8,3*/9,2*	710**/665	14,7*/12,0*	
111400	13,3	660	22,0	
111401	12,0	685	17,7	
111402	14,0	650	19,2	
111403	11,8	650	17,6	
111404	12,1	685	10,8	
111405	17,3	630*	20,4	
111406	16,0	635* ***	17,5	
111407	21,0**/14,5	605**/645* ****	30,0**/24,7	

\* Abweichungen gegenüber den Vorgaben des QS-Planes

\*\* Freigabe zunächst nicht erteilt, Nachdosierung von FM auf der Baustelle

\*\*\* Nachdosierung aufgrund des fehlenden Fließmittels nicht möglich, Einbau des SVB erfolgt, sonst Abbruch der Betonage

Auch bei der Betonage von FSB 59 wurden die Frischbetoneigenschaften nach dem Pumpvorgang geprüft. Folgende Werte ergaben sich nach der Prüfung der Charge von Fahrzeug 3:

Setzfließmaß mit Blockierring:  $sm_B = 670$  mm

Fließzeit:  $t_{500} = 12,1$  sec

Bei der Prüfung des Betons von Fahrzeug 8 ergaben sich nach dem Pumpen die Werte:

Setzfließmaß mit Blockierring:  $sm_B = 595$  mm

Fließzeit:  $t_{500} = 23,0$  sec

Der Beton des 3. Fahrzeugs zeigte nach dem Pumpen eine geringe Erhöhung des Setzfließmaßes, bei dem SVB des 8. Fahrzeugs war hingegen ein deutlicher Rückgang des Setzfließmaßes vorhanden.

#### 5.4.8.2 Ergebnis der Inaugenscheinnahme, Festbetonwerte

Die Oberflächenqualität der Wandnische im FSB 59 ist sehr gut. Lediglich im oberen Bereich der rechten Seite und der Rückseite sind kleine Lunker vorhanden. Die umlaufenden Kanten der Nische sind ohne Abplatzungen. Im gesamten Bereich sind wie bei den zuvor beschriebenen Tunnelblöcken leichte Schlierenbildungen, wenige Schalungsfehler und eine leichte Lunkerbildung im Bereich der negativen Krümmung der Tunnelleibung zu erkennen. Die Betonkanten der 40 x 40 cm großen Nischen zeigen kleine Ausbruchstellen.

Neben der zeichnerischen Darstellung dieser Fehlstellen wurde die gesamte Leibung fotografiert und die Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit auf den Zeichnungen dargestellt (siehe Anlage 7.1).

Tabelle 22: Festbetonprüfungen FSB 59

FSB 59	Lieferschein	Festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		Bemerkung
		f <sub>c28</sub>	f <sub>c56</sub>	
Probe				
37	111400		70,0	Entnahme im Mischwerk
38	111401	58,5		
39	111403		69,5	
002	111400	60,5		Entnahme auf der Baustelle
006	111399	57,5		
010	111401	64,5		
014	111402	58,5		
018	111403	59,0		
022	111404	59,0		
026	111405	57,5		
030	111406	65,5		
034	111407	58,0		
003	111400		58,5	
007	111399		61,5	
011	111401		65,0	
015	111402		59,5	
019	111403		63,0	
023	111404		60,5	
027	111405		78,5	
031	111406		76,5	
035	111407		72,0	

\* f<sub>c28</sub> bzw. f<sub>c56</sub> : 7 Tage Wasserlagerung, bis zur Prüfung Lagerung bei 20 °C und 65% Luftfeuchte

## 6 Baubegleitende Messungen

### 6.1 Einleitung

Während den sechs Betonagen der Tunnelinnenschalen erfolgte ein umfangreiches Bauwerksmonitoring. Dabei wurden die relevanten Frisch- und Festbetonkennwerte, wie z.B. seitlicher Frischbetondruck, Frisch- und Festbetontemperatur sowie das Verformungsverhalten überwacht.

Es interessierten vor allem die Eigenschaften des Werkstoffes „Stahlbeton“. Wichtig war hierbei die Erfassung der sich entwickelnden Hydratationswärme als wesentliche Einflussgröße für mögliche Zwangsbeanspruchungen (Spannungen und Verformungen). Zur Messung der Wärmeentwicklung in der Schalung wurden insgesamt 9 Temperaturmessfühler eingebaut. Die Umgebungstemperatur wurde ebenfalls aufgezeichnet.

Das Schwinden des jungen Betons wurde mit Dehnmessstreifen (DMS), welche mit einbetoniert wurden, gemessen. Die Dehnungen des Betonstahls während der Erhärtungsphase wurden mit an den Bewehrungsstäben applizierten DMS gemessen (siehe Bild 56).

Die DMS der FSB 62 bis 59 wurden derart gestaltet, dass Langzeitbeobachtungen möglich waren.

Weiterhin waren die Auswirkungen der spezifischen Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons auf den Baubetrieb von Interesse. Insbesondere ist der seitliche Frischbetondruck von Bedeutung. Es war zu prüfen, inwieweit die Vorgaben der SVB-Richtlinie hinsichtlich des zu berücksichtigenden Frischbetondrucks gerechtfertigt sind.

Zur Messung des Frischbetondrucks wurden 10 Membrandruckaufnehmer sowie teilweise 5 Kraftmessdosen installiert. Durch die Anordnung beider Messsysteme war deren Vergleich gegeben (siehe Bild 30, Bild 32, Bild 36 und Bild 38).

Weiterhin wurden teilweise die Verschiebungen des Schalwagens in x-, y- und z-Richtung während der Betonagen von FSB 88 und 89 aufgezeichnet. Dafür wurden insgesamt 10 Wegaufnehmer installiert (siehe Bild 68).

### 6.2 Frischbetondruck

#### 6.2.1 Messtechnik

Die Messung des auftretenden maximalen Frischbetondrucks erfolgte durch 2 unterschiedliche Methoden: Zum einen wurde über fünf Kraftmessdosen (siehe Bild 28) gemessen, die den Druck auf eine in der Schalhaut integrierte Stahlplatte er-

fassten (indirekte Messmethode) und zum weiteren durch die Bestimmung des effektiven Flüssigkeitsdrucks mittels in der Schalhaut eingearbeiteten Drucksensoren (siehe Bild 27), die durch eine Membrane direkten Kontakt mit dem Frischbeton hatten. Die Messergebnisse wurden fortlaufend erfasst und sukzessive miteinander verglichen. Um einen direkten Vergleich der beiden Messmethoden zu ermöglichen, wurden die Kraftmessdosen und die Drucksensoren in gleicher Höhe angeordnet (siehe Abs. 6.2.2).



Bild 27: Drucksensor



Bild 28: Kraftmessdose



Bild 29: Prüffläche in der Schalhaut für den Frischbetondruck

## 6.2.2 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse des Frischbetondrucks dargestellt. Hierfür wird zuerst die Messstellenanordnung dargestellt, danach die Messergebnisse.

### 6.2.2.1 Frischbetondruck FSB 89

In Vorbereitung der Betonage des FSB 89 wurden zum Zwecke der Messung des seitlichen Frischbetondrucks während der Betonage die obigen zwei Messsysteme appliziert. Dabei wurden zwei Drucksensoren im Bereich der Stirnabschalung positioniert, weitere acht Drucksensoren im Bereich der Ulmen (siehe Bild 30). Durch die gewählte Anordnung war es möglich, sowohl in Längs- und Querrichtung die auftretenden Drücke infolge Betoneinbaus direkt abzulesen.

Zusätzlich zu den Drucksensoren wurden fünf Kraftmessdosen (KMD) in die Schalhaut integriert. Zur Überprüfung der Messdaten wurden vier Kraftmessdosen in den Ebenen der Drucksensoren angeordnet (siehe Bild 30 und Bild 32).

Die gemessenen Werte mit den beiden Messprinzipien zeigen eine gute Übereinstimmung.

Die Betonierdauer bei FSB 89 betrug insgesamt etwa 5 Stunden. Daraus errechnet sich eine Einbauleistung von 7,7 m<sup>3</sup>/h. Maßgebend für die lange Betonierzeit waren zum einen die Betonierunterbrechungen und zum anderen die Wartezeiten auf der Baustelle zwischen den ersten Fahrzeugen. Das Einfüllen des Betons erfolgte von unten, eine genaue Abfolge der Pumpenanschlüsse ist Abs. 5.4.2.1 zu entnehmen.

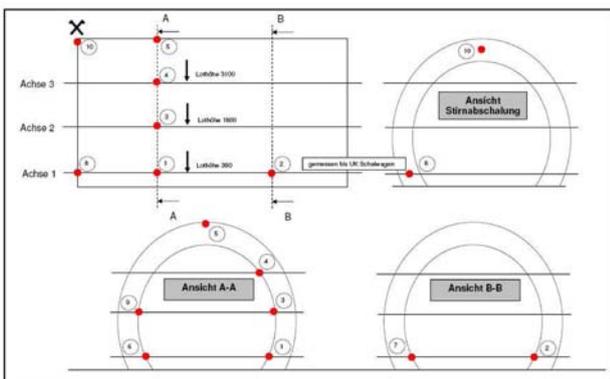


Bild 30: Anordnung der Drucksensoren für die Frischbetondruckmessung – FSB 89

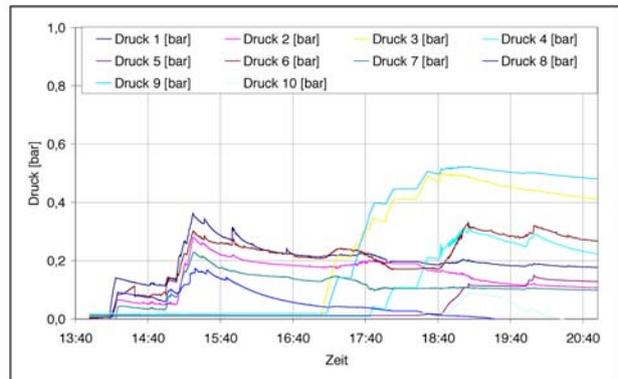


Bild 31: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 89

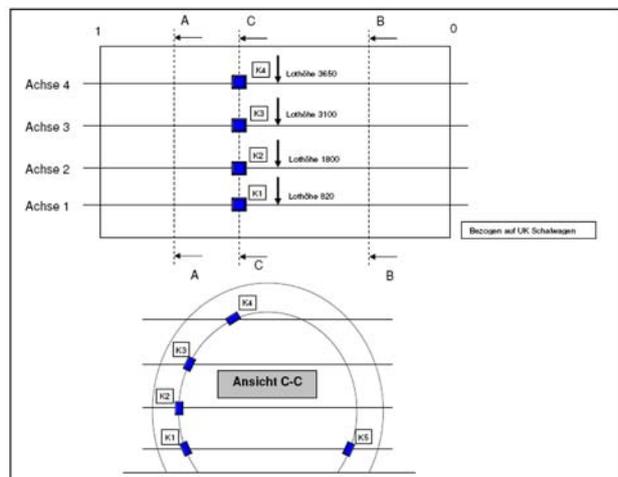


Bild 32: Anordnung der Kraftmessdosen für die Frischbetondruckmessung – FSB 89

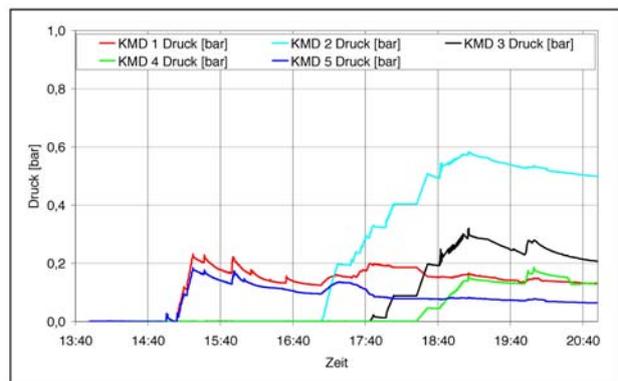


Bild 33: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Kraftmessdosen – FSB 89

### 6.2.2.2 Frischbetondruck FSB 88

Zur Verifizierung der Messwerte infolge der Herstellung des Blocks 89 wurde bei dem Block 88 die gleiche Messstellenanordnung gewählt (siehe Bild 36).

Wie schon bei den Frischbetondruckmessungen des FSB 89 konnte auch diesmal eine gute Übereinstimmung der beiden Messprinzipien festgestellt

werden. Da die Integrierung der Kraftmessdosen mit den Messplatten in die Schalhaut sehr zeitaufwendig war und man keine stark differierenden Messdaten im Vergleich zu den Drucksensoren erhielt, wurde die Messmethode mit den Kraftmessdosen bei den FSB 62 bis 59 nicht mehr angewandt.

Die Betonage dauert ca. 3 Stunden und 45 Minuten und es wurde eine Einbauleistung vom Beton von etwa  $10 \text{ m}^3/\text{h}$  erreicht. Wiederum erfolgte der Einbau von unten (siehe Abs. 5.4.3.1).

Bei dieser Betonage wurden die höchsten Frischbetondrücke der sechs FSB gemessen. Wie in Bild 34 zu sehen, wurde nahezu der hydrostatischen Drucks von ca.  $96 \text{ kN/m}^2$ , unter Annahme einer Frischbetonrohddichte von  $\rho = 2,36 \text{ kg/dm}^3$  und einer effektiven Messhöhe von  $4,1 \text{ m}$ , ermittelt.

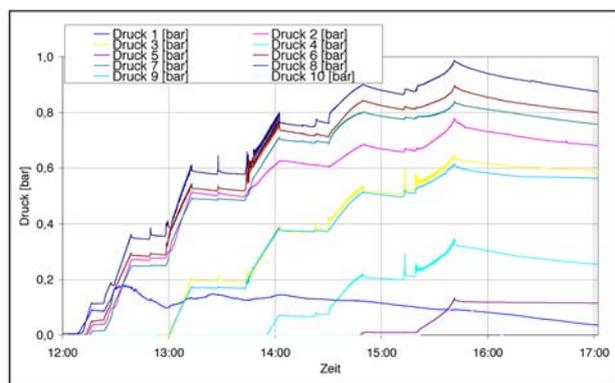


Bild 34: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 88

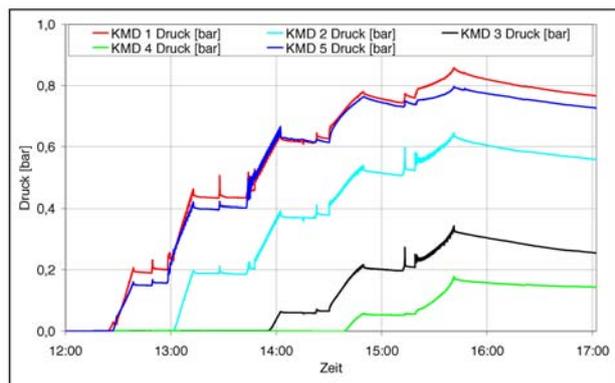


Bild 35: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Kraftmessdosen – FSB 88

### 6.2.2.3 Frischbetondruck FSB 62

Aus den Erfahrungen der ersten beiden SVB-Blöcke ist der Frischbetondruck bei den letzten vier Blöcken nur noch mit den Drucksensoren gemessen worden.

Der genaue Betonierablauf ist dem Abs. 5.4.5.1 zu entnehmen. Insgesamt wurden ca.  $36,0 \text{ m}^3$  SVB

eingebaut. Die Einbauleistung lag bei etwa  $6,0 \text{ m}^3/\text{h}$  mit einer Gesamteinbauzeit von knapp 6 Stunden. Diesmal wurde der SVB gleich von Beginn an in der Mitte der Ulmen eingefüllt, so dass sich der Beton bis zu diesem Bereich von oben nach unten in der Schalung bewegte.

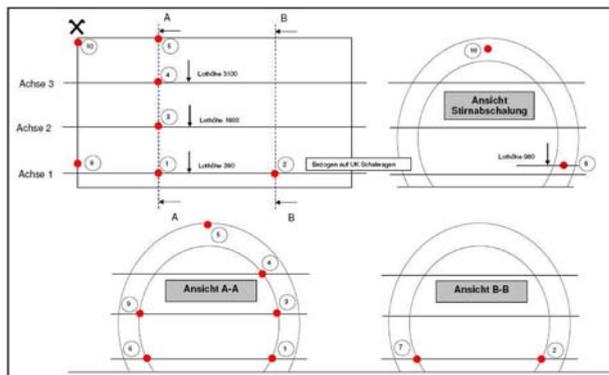


Bild 36: Anordnung der Drucksensoren für die Frischbetondruckmessung – FSB 62

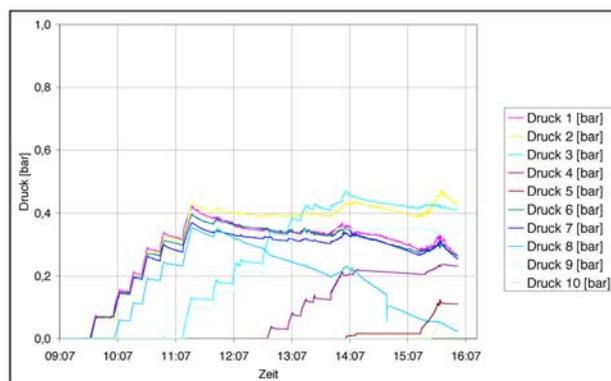


Bild 37: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 62

### 6.2.2.4 Frischbetondruck FSB 61

Im Vergleich zu FSB 62 musste die Anordnung der Messstellen leicht verändert werden. Zum einen waren im Bereich des Drucksensors 9 Halbschienen angeordnet, zum anderen konnten die Drucksensoren 8 und 10 aufgrund des Fugenbandes nicht in der Stirnabschalung appliziert werden.

Der Ablauf der Betonage wird in Abs. 5.4.6.1 beschrieben. Insgesamt wurden ca.  $43 \text{ m}^3$  SVB verarbeitet. Die Betonierleistung lag ca.  $5,8 \text{ m}^3/\text{h}$ . Der Beton der Fahrzeuge 1 und 2 erfolgte über die unteren Einfüllöffnungen, der Fahrzeuge 3 bis 6 über die mittleren Stützen und der Beton der Fahrzeuge 7 und 8 wurde über die Firstöffnung in die Schalung eingebracht.

Bei dieser Betonage wurden die niedrigsten Frischbetondrücke gemessen, was zum einen mit der geringen Einbauleistung, aber auch mögli-

cherweise mit den Einbauteilen (Halfschienen) zusammenhängt.

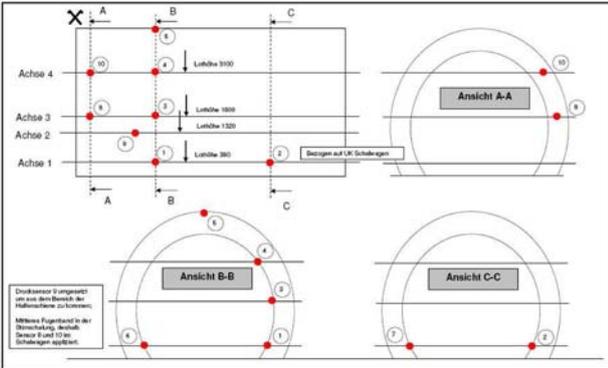


Bild 38: Anordnung der Drucksensoren für die Frischbetondruckmessung – FSB 61

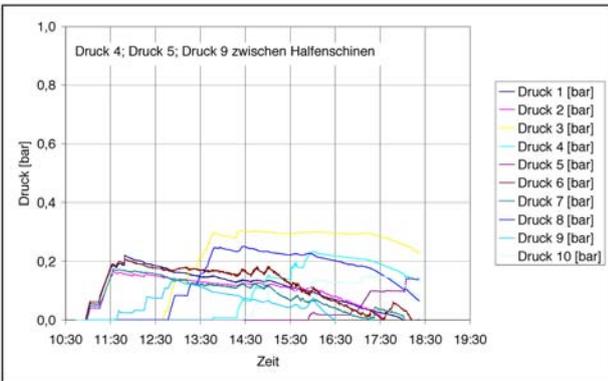


Bild 39: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 61

**6.2.2.5 Frischbetondruck FSB 60**

Wiederum konnte aufgrund des Fugenbandes am Blockende keine Messtechnik in die Stirnabschalung eingebaut werden. Wie schon bei FSB 61, erfolgte deshalb die Applizierung der beiden Sensoren in der Schalhaut am Schalwagen.

In Abs. 5.4.7.1 beschrieben, wurden insgesamt 45 m<sup>3</sup> Beton eingebaut. Die Betonierleistung lag bei ca. 6,9 m<sup>3</sup>/h und die Einbaurichtung war von unten nach oben.

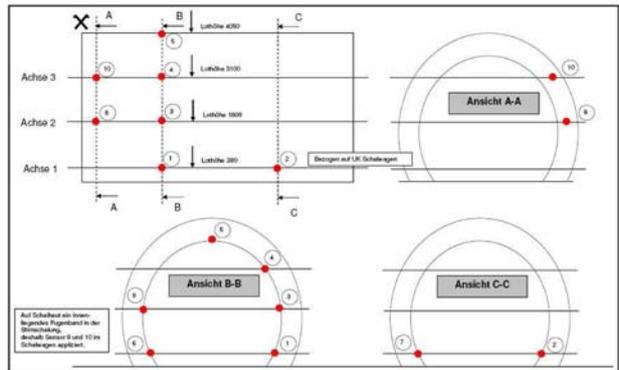


Bild 40: Anordnung der Drucksensoren für die Frischbetondruckmessung – FSB 60

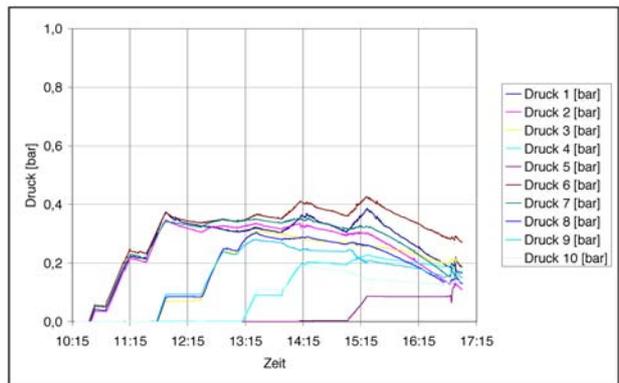


Bild 41: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 60

**6.2.2.6 Frischbetondruck FSB 59**

Bei dieser Messung konnten wieder Drucksensoren in der Stirnabschalung appliziert werden, so dass eine ähnliche Anordnung der Drucksensoren wie bei FSB 62 erfolgte.

Der Betonierablauf ist in Abs. 5.4.8.1 beschrieben. Aufgrund einer großen Nische im Bereich der Ulme wurden diesmal insgesamt 54 m<sup>3</sup> SVB eingebaut. Die Einbauleistung lag wiederum bei ca. 6 m<sup>3</sup>/h.

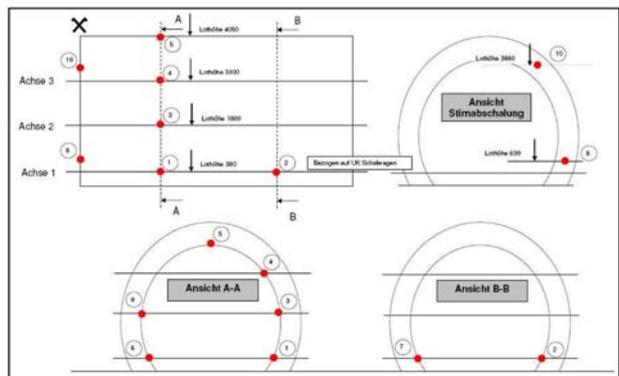


Bild 42: Anordnung der Drucksensoren für die Frischbetondruckmessung – FSB 59

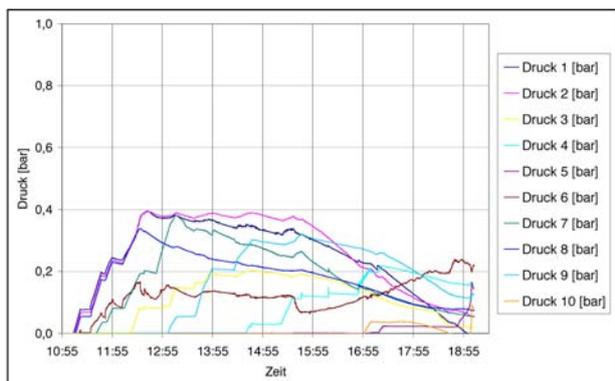


Bild 43: Messergebnisse Frischbetondruckmessung mittels Drucksensoren – FSB 59

### 6.2.3 Zusammenfassung Frischbetondruck

Unter Berücksichtigung der in Tabelle 3 aufgeführten Frischbetonrohddichte von  $\rho = 2,36 \text{ kg/dm}^3$  und einer effektiven Messhöhe von 4,1 m ergibt sich ein maximal einstellender Frischbetondruck von rd.  $96 \text{ kN/m}^2$ . Aus den obigen Bildern wird deutlich, dass nur bei den FSB 88 nahezu der hydrostatische Betondruck erreicht wurde. Die restlichen 5 FSB liegen deutlich unter den hydrostatischen Druck. Gründe für die niedrigen Drücke sind die geringen Einbauleistung, aber auch die verschiedenen Betonierkonzepte und teilweise die Einbauteile. Weiterhin ist auch ersichtlich, dass keine markanten Peaks am Ende der Betonagen erfasst wurden. Dies deutet darauf hin, dass aus Sicherheitsgründen die Firste nicht vollständig verfüllt wurde und der Betoneinbau frühzeitig gestoppt wurde.

Bei dem FSB 61 wurden die geringsten Frischbetondrucke gemessen. Hier lag der höchste seitliche Frischbetondruck bei rund  $30 \text{ kN/m}^2$ .

## 6.3 Temperatur

Die Temperaturentwicklung in der Innenschale wurde mittels einbettbarer Temperaturmesssonden durchgeführt. In unterschiedlichen Höhen konnte somit der Temperaturverlauf während des Abbindprozesses des Bindemittels untersucht werden.

Die Anordnung der Messstellen erfolgte jeweils nur in einer Schalenhälfte. Dort wurde sowohl über die gesamte Höhe des Tunnels, aber auch über die Schalendicke gemessen. Bei allen sechs Blöcken erfolgte eine Erfassung der Außentemperatur.

### 6.3.1 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse der Frischbetontemperaturen der einzelnen sechs FSB

dargestellt. Hierfür werden immer die Messstellenanordnungen und die Messergebnisse gezeigt.

Aufgrund der Absenkung bzw. Umsetzung des Schalwagens musste die Datenerfassung teilweise unterbrochen werden.

#### 6.3.1.1 Betontemperatur FSB 89

Wie in Bild 45 zu erkennen, ist ein deutlicher Temperaturanstieg mit der Höhe zu erkennen. Der maximale Wert von ca.  $45^\circ\text{C}$  wurde im Bereich der Firste nach 24 Stunden erreicht.

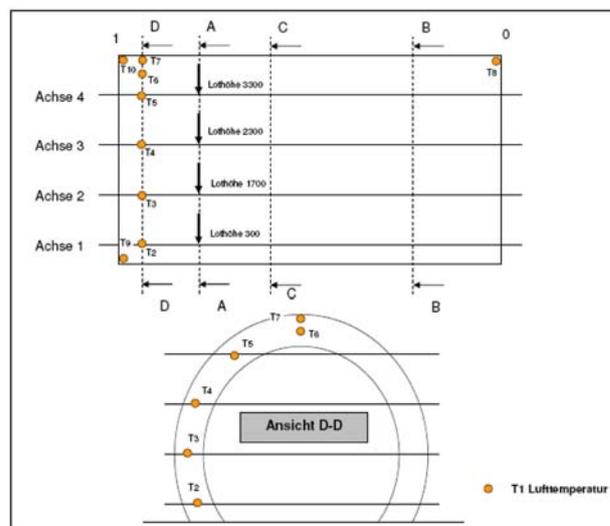


Bild 44: Anordnung der Temperaturfühler – FSB 89 und 88

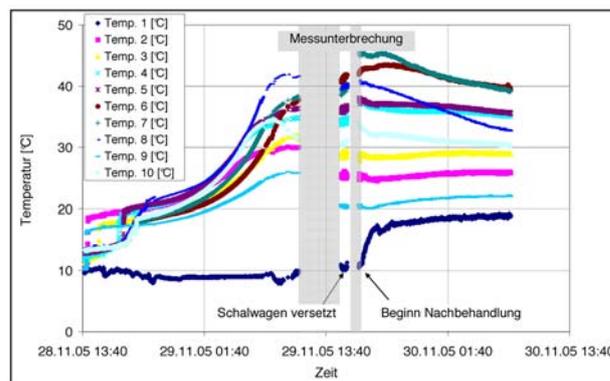


Bild 45: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 89

#### 6.3.1.2 Betontemperatur FSB 88

Zu Vergleichszwecken wurde bei FSB 88 die gleiche Messstellenanordnung wie bei FSB 89 angewandt. Die höchste Temperatur lag bei ca.  $43^\circ\text{C}$  im Bereich der Firste nach ca. 30 Stunden.

Die Temperaturentwicklung des SVB bei diesem Block ist vergleichbar mit dem des FSB 89.

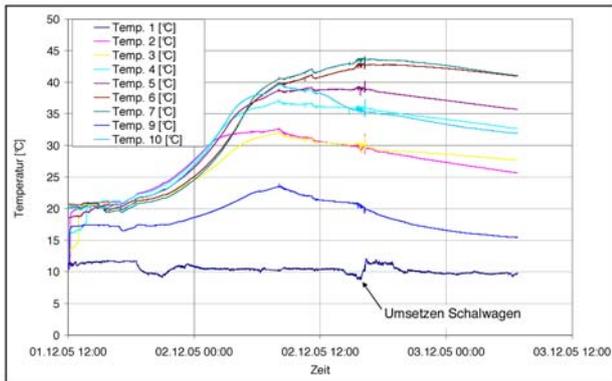


Bild 46: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 88

**6.3.1.3 Betontemperatur FSB 62**

Bei diesem Block erfolgte eine Temperaturerfassung über die Schalendicke (T2, 7 und 8). Die geringsten Temperaturen werden an der Schalhaut erreicht, die höchsten Werte in der Mitte der Schale. Die Temperaturdifferenz beträgt zwischen der Mitte und der Schalhaut etwa 4 K.

Bei dieser Betonage hatte der Frischbeton eine Temperatur von ca. 13°C, wodurch die maximalen Werte diesmal nur maximal 38°C erreichten.

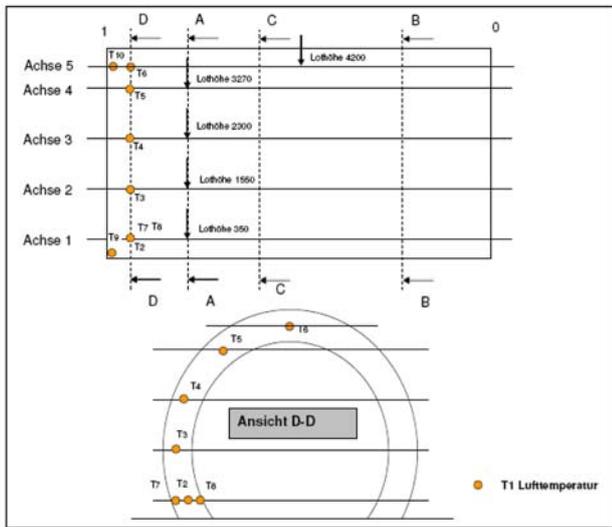


Bild 47: Anordnung der Temperaturfühler – FSB 62

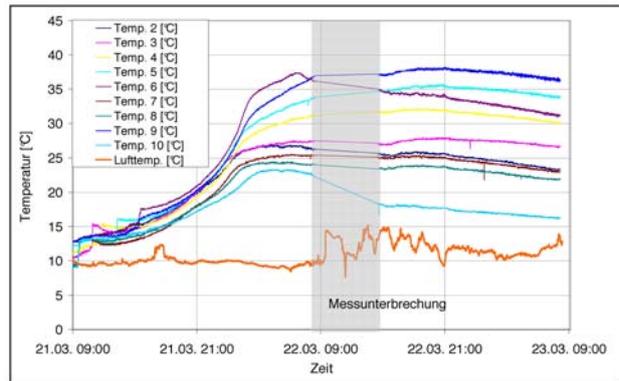


Bild 48: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 62

**6.3.1.4 Betontemperatur FSB 61**

Wie schon bei FSB 62 erfolgte auch bei FSB 61 eine Temperaturerfassung über die Schalendicke (T2, 7 und 8). Die geringsten Temperaturen werden wieder an der Schalhaut gemessen, die höchsten Werte diesmal bergseitig. Die Temperaturdifferenz beträgt zwischen der Bergseite und der Schalungsseite etwa 7 K.

Der Frischbeton hatte zum Zeitpunkt des Einbaus eine Temperatur von ca. 15°C, die maximalen Temperaturen lagen bei ca. 43°C.

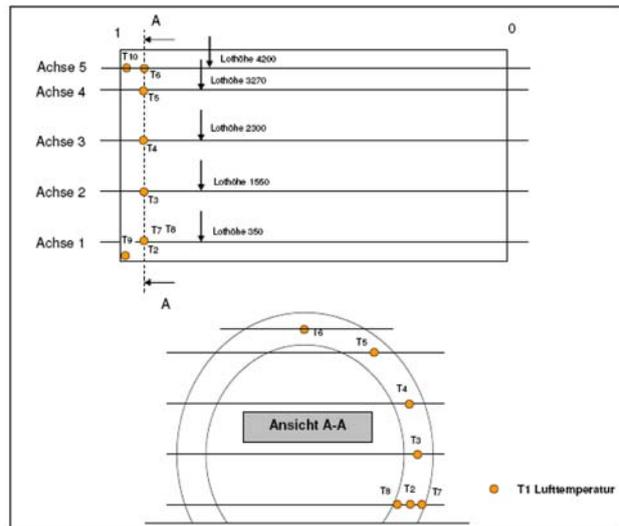


Bild 49: Anordnung der Temperaturfühler – FSB 61

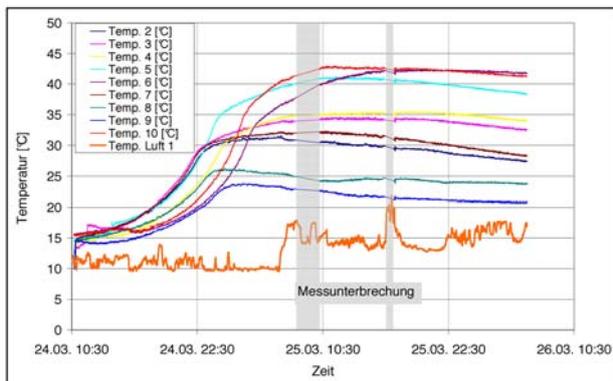


Bild 50: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 61

### 6.3.1.5 Betontemperatur FSB 60

Bei FSB 60 wurde die Messanordnung hinsichtlich der Temperaturmessung über die Schalendicke verändert. Diesmal erfolgte die Erfassung der Daten im Bereich der Firste (T5, 6 und 7) und auf einer Höhe von ca. 1,7 m (T3, 8 und 9). Die geringsten Temperaturen werden wieder an der Schalhaut gemessen, die höchsten Werte bergseitig. Die Temperaturdifferenz beträgt zwischen der Bergseite und der Schalungsseite etwa 5 K, sowohl in der Firste als auch in der Ulme.

Der Frischbeton hatte zum Zeitpunkt des Einbaus eine Temperatur von ca. 17°C, die maximalen Temperaturen lagen bei ca. 43°C.

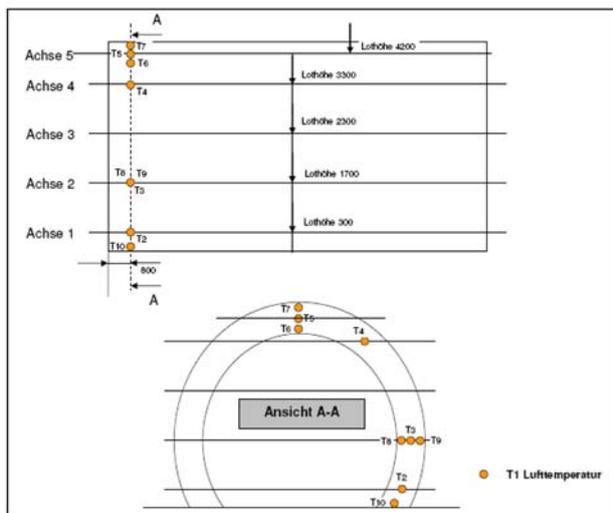


Bild 51: Anordnung der Temperaturfühler – FSB 60

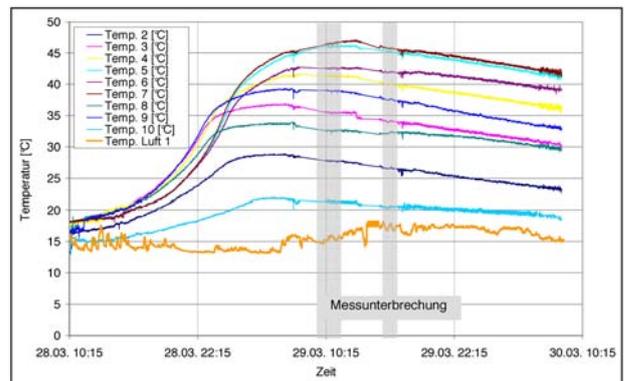


Bild 52: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 60

### 6.3.1.6 Betontemperatur FSB 59

Unter Verwendung des gleichen Messstellenplans sind die Temperaturmessungen erfolgt (siehe Bild 51).

Die geringsten Temperaturen werden wieder an der Schalhaut gemessen, die höchsten Werte bergseitig. Die Temperaturdifferenz beträgt zwischen der Bergseite und der Schalungsseite etwa 4 K sowohl in der Firste als auch in der Ulme.

Der Frischbeton hatte zum Zeitpunkt des Einbaus eine Temperatur wieder ca. 17°C, die maximalen Temperaturen lagen bei im Bereich von ca. 43°C.

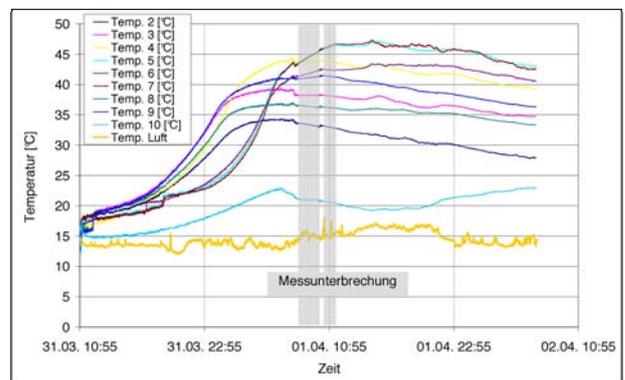


Bild 53: Messergebnisse Temperaturmessung – FSB 59

## 6.3.2 Zusammenfassung Temperatur

In Abhängigkeit der Frischbetontemperatur zeigen die gesamten Messergebnisse der 6 Betonagen einen ähnlichen Verlauf. Die höchsten Betontemperaturen werden häufig nach etwa 24 Stunden im Bereich von 43 bis 47 °C erreicht, d.h., es fand ein Temperaturanstieg infolge Hydratation von etwa 30 K statt.

Die Temperaturmessungen über die Schalendicke haben gezeigt, dass der Beton bergseitig am wärmsten ist und sich ein Temperaturgradient hin zur Schalungsseite von ca. 4 bis 7 K ergibt.

Zum Zeitpunkt des Absenkens des Schalwagens, mit anschließender Verfahrung hatte der Beton häufig seine höchste Temperatur infolge des Hydratationsprozesses erreicht.

### 6.4 Verformungsverhalten

Zur Bestimmung der Beton- und Stahlverformungen über die Zeit wurden einbettbare Dehnmessstreifen (DMS) appliziert (siehe Bild 54 und Bild 55). Die Ermittlung der Betonverformung erfolgte an acht DMS, die Stahlverformung an zwei DMS. Um einen möglichen Einfluss der Orientierung zu erfassen, z.B. Sacken des jungen Betons, wurden jeweils an einen Messplatz zwei Beton-DMS senkrecht zu einander angeordnet. Die Stahl-DMS wurden stets im Bereich der Bewehrungslage an der Luftseite (Schalungsseite) fixiert.

Mittels dieser DMS wurden die Werte der Verformungen jeweils ca. 48 Stunden ab Betonagebeginn computergestützt erfasst und ausgewertet.



Bild 54: Beton-Dehnmessstreifen

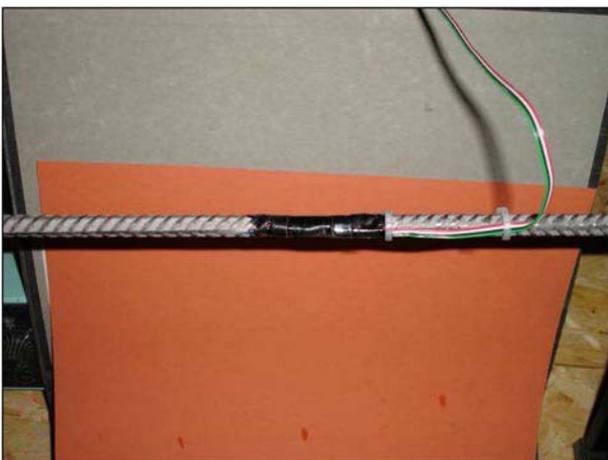


Bild 55: Stahl-Dehnmessstreifen

### 6.4.1 Messergebnisse

#### 6.4.1.1 Verformungsverhalten FSB 89

Die Messstellenanordnung zur Bestimmung der Betonverformung ist in Bild 56 zu sehen. Die maximal erfassten Verformungen von der Betonverformung betragen ca. 270  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Die Stahlverformungen zeigen in der Orientierung einen ähnlichen Verlauf, allerdings in verschiedenen Dimensionen.

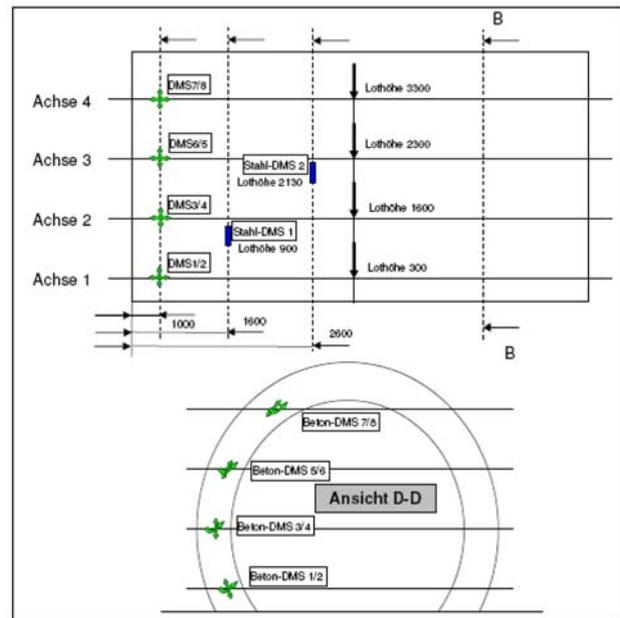


Bild 56: Anordnung der Dehnmessstreifen – FSB 88 und 89

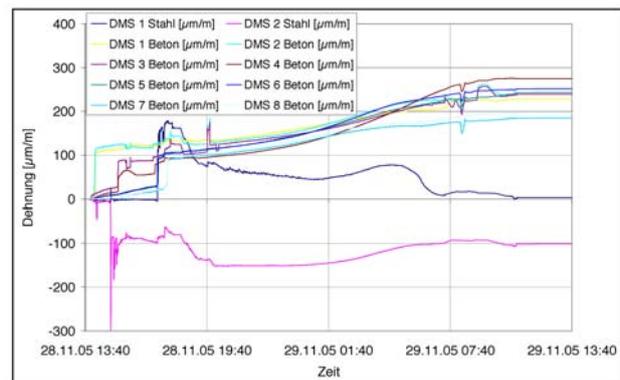


Bild 57: Messergebnisse Verformung – FSB 89

#### 6.4.1.2 Verformungsverhalten FSB 88

Die Messstellenanordnung war die gleiche wie bei FSB 89. Dieser Umstand ermöglicht den direkten Vergleich der Messergebnisse.

Bei der Betrachtung der Messwerte wird deutlich, dass die Auslenkung diesmal geringer war und die höchsten Werte ca. 170  $\mu\text{m}/\text{m}$  betragen.

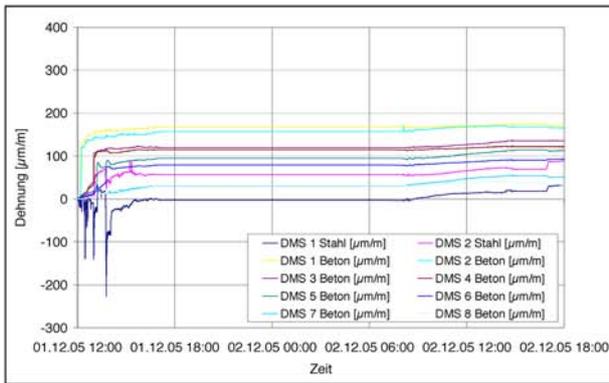


Bild 58: Messergebnisse Verformung – FSB 88

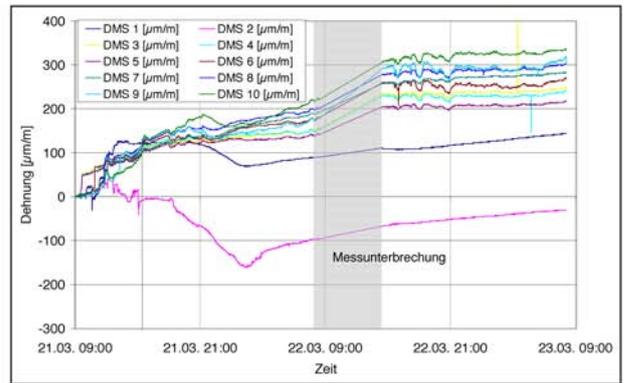


Bild 60: Messergebnisse Verformung – FSB 62

### 6.4.1.3 Verformungsverhalten FSB 62

Wie bei den FSB 89 und 88 zu sehen, gab es kaum Unterschiede bei den senkrecht zueinander angeordneten DMS. Eine Sackungerscheinung des Betons konnte nicht festgestellt werden. Daraufhin wurde die Messanordnung verändert. In den folgenden beiden Blöcken wurden die DMS nur noch parallel zur Sohle eingebaut und wie in Bild 59 auch teilweise über die Schalendicke verteilt.

Bei der Betrachtung der Messwerte über die Schalendicke (DMS 3, 4, 5) ist eine Verformungszunahme von Schalungsseite zu Bergseite von ca. 20 µm/m zu erkennen. Die Zunahme deckt sich auch mit einer Temperaturzunahme in diesem Bereich (siehe Bild 48).

### 6.4.1.4 Verformungsverhalten FSB 61

Die Messstellenanordnung war hier genauso wie bei FSB 62. Die Messwerte über die Schalendicke im Sohlenbereich (DMS 3, 4, 5) besitzen wieder einen Gradienten, diesmal beträgt dieser fast 50 µm/m. Die maximalen Werte der Betonverformung betragen ca. 400 µm/m im erfassten Zeitraum.

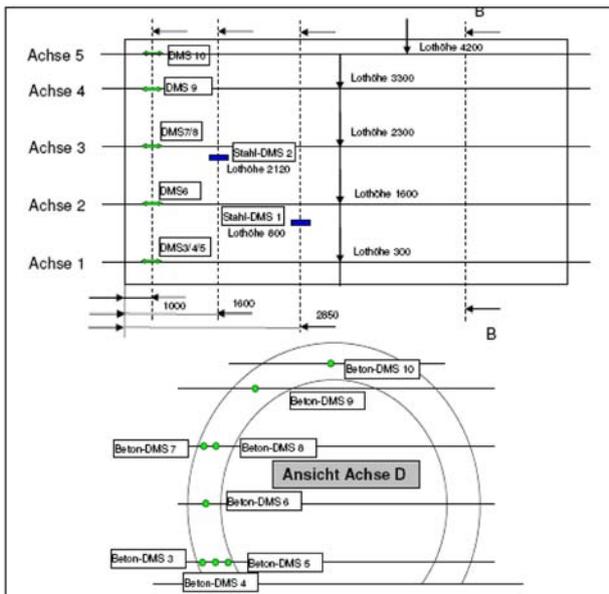


Bild 59: Anordnung der Dehnungsmesser – FSB 62

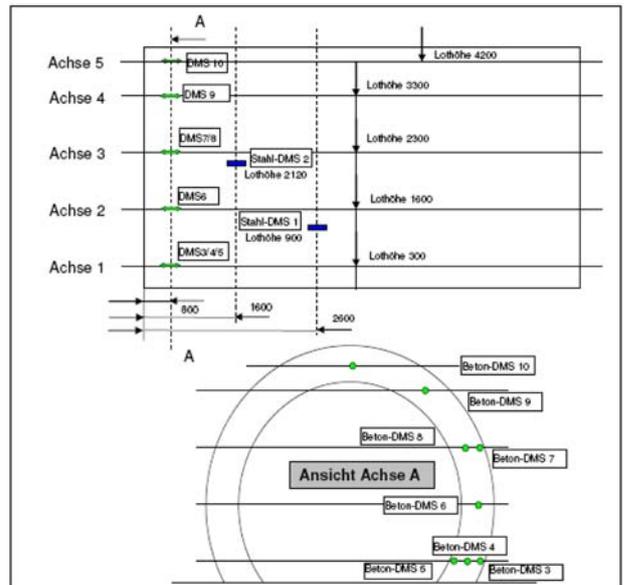


Bild 61: Anordnung der Dehnungsmesser – FSB 61

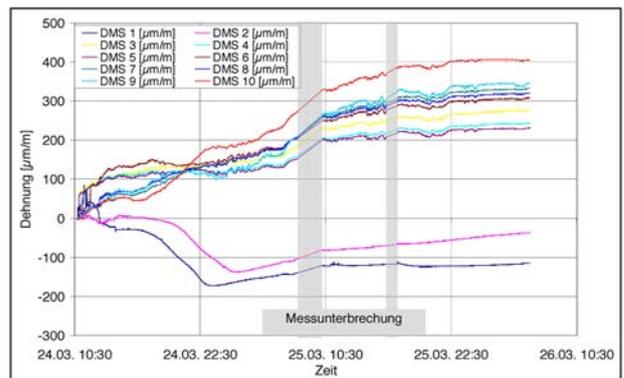


Bild 62: Messergebnisse Verformung – FSB 61

### 6.4.1.5 Verformungsverhalten FSB 60

Bei den letzten beiden FSB wurde die Messanordnung nochmalig geändert. Wie in Bild 63 zu sehen, wurde hier die Verformung über die Schalendicke im Bereich der Firste gemessen. In Abhängigkeit der Temperatur wurden die höchsten Betonverformungen bergseitig in der Firste gemessen. Die maximalen Betonverformungen lagen im Bereich von 450  $\mu\text{m/m}$ .

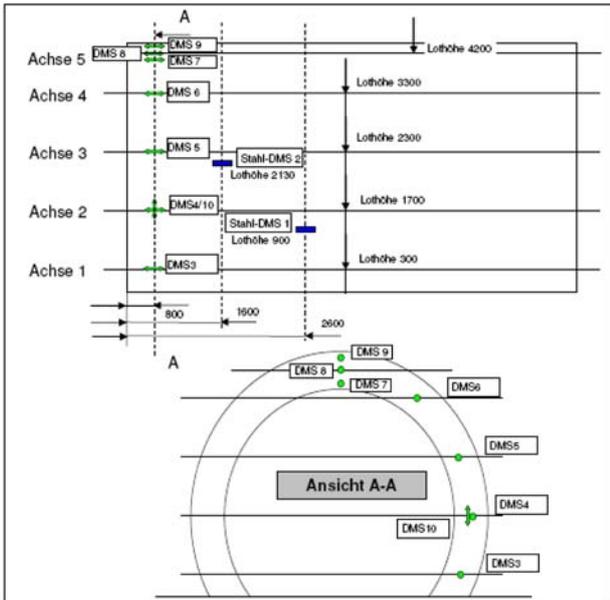


Bild 63: Anordnung der Dehnungsmesser – FSB 60

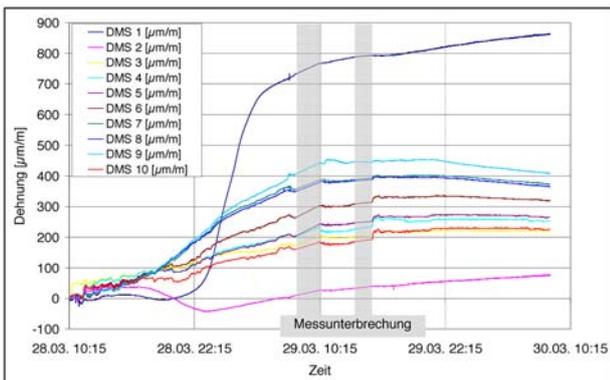


Bild 64: Messergebnisse Verformung – FSB 60

### 6.4.1.6 Verformungsverhalten FSB 59

Mit der gleichen Messanordnung der Verformungsmesser wie bei FSB 60 erfolgte die Datenerfassung. Die Messwerte der Betonverformung zeigen einen ähnlichen Verlauf im Vergleich zu FSB 60.

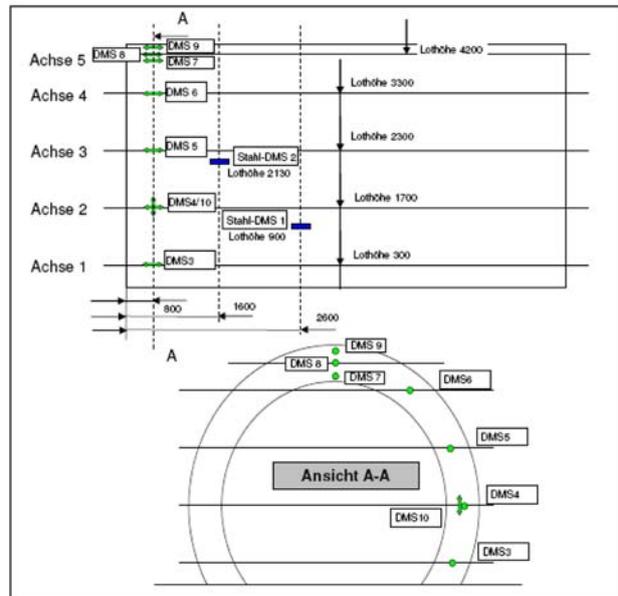


Bild 65: Anordnung der Dehnungsmesser – FSB 59

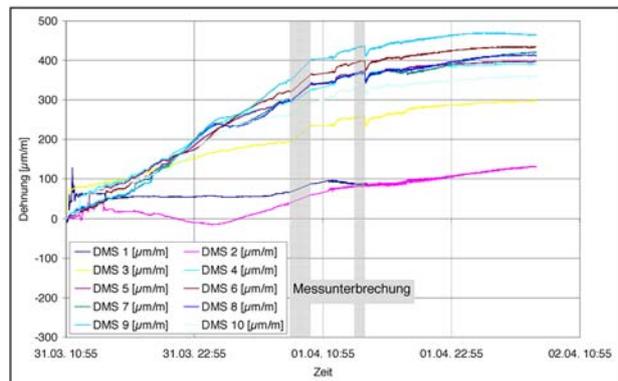


Bild 66: Messergebnisse Verformung – FSB 59

## 6.4.2 Zusammenfassung der Beton- und Stahlverformung

Die ermittelten Betonverformungen der sechs FSB zeigen einen ähnlichen Verlauf mit teilweise unterschiedlichen Dimensionen. Eine gute Korrelation besteht zwischen der Verformungen und den Temperaturen.

Die Messwerte der Stahlverformungen unterscheiden sich teilweise sehr stark. Anscheinend wurden hier teilweise die Messplätze gestört (siehe z.B. Messung von DMS 1 in Bild 64), so dass die Werte nur bedingt verwendet werden können. Ein weiterer nachteiliger Umstand für die Messung der Stahlverformung war, dass die Stahl-DMS an separate Bewehrungsstäbe appliziert wurden und diese dann an die Tunnelinnenschalenbewehrung angebracht wurden. Eine direkter Anbau an die Tunnelinnenschalenbewehrung war aufgrund umfangreicher Prüfflächenvorbereitung (Schweißen, Schleifen und Kleben) nicht möglich.

### 6.4.3 Verformung Schalwagen

Zur Überprüfung der Steifigkeit bzw. Aussteifung des Schalwagens während der Betonage wurden 10 induktive Wegaufnehmer an den Fußpunkten des Schalwagens angebaut (siehe Bild 68).

Die Messungen wurden nur bei den FSB 89 und 88 durchgeführt, da die Installation der Messtechnik den Baufortschritt und die Bewegungsfreiheit des Betonerteams stark einschränkte.

Wie in Bild 70 erkennbar, waren die größten Verformungen in horizontaler Richtung bei dem FSB 89 ca. 2,8 mm, bei dem FSB 88 etwa 2,6 mm.



Bild 67: Induktive Wegaufnehmer

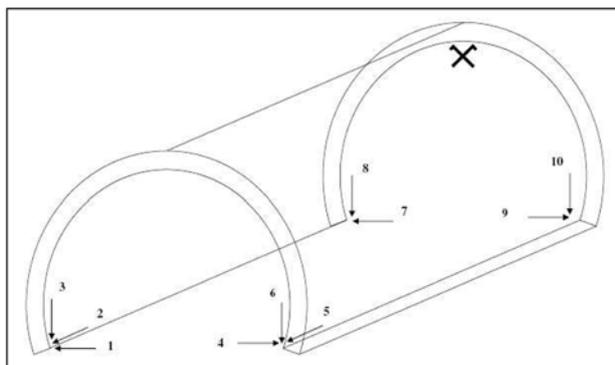


Bild 68: Anordnung der Wegaufnehmer am Schalwagen FSB 89 und 88

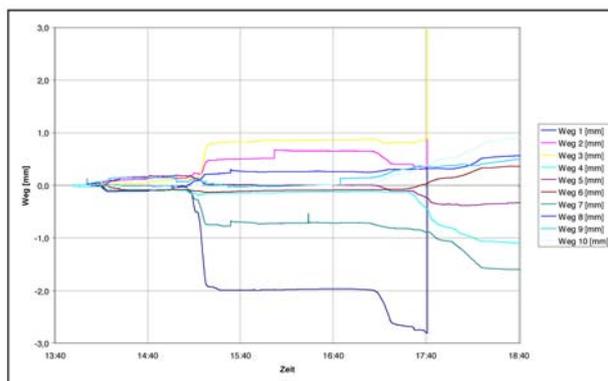


Bild 69: Messergebnisse Verformung Schalwagen FSB 89

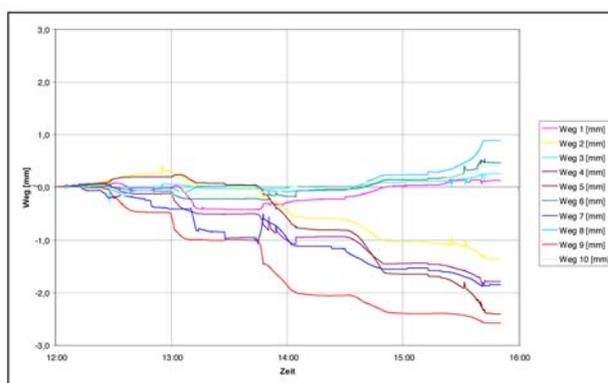


Bild 70: Messergebnisse Verformung Schalwagen FSB 88

## 7 Ausführungsqualität

### 7.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden Aussagen über die Ausführungsqualität der sechs SVB-Blöcke gemacht.

Die visuelle Bewertung der Betonoberfläche der sechs SVB-Blöcke hat ergeben, dass sich Unterschiede zwischen den Betonagen der Blöcke 89 und FSB 88 sowie den Betonagen der Blöcke 62 bis 59 erkennen lassen. Der Bericht beschreibt typische Erscheinungsbilder, wie sie in mehreren Abschnitten vorzufinden sind - diese werden zusammenfassend für alle Abschnitte, in denen sie auftraten, beschrieben – wie auch Einzelvorkommnisse, die auf Grund von besonderen Bedingungen bei der Betonage oder den örtlichen Verhältnissen aufgetreten sind. In Anlage 7.1 ist die Abwicklung aller sechs SVB-Blöcke in ca. 24 Fotos je Block dargestellt. Eine Systemskizze mit Angabe der Nummerierung gibt die Zuordnung der einzelnen Fotos je Block wieder.

### 7.2 Ausführungsqualität

#### 7.2.1 FSB 89 und 88

Aufgrund geringer Entmischungerscheinungen beim SVB der ersten beiden Fahrzeuge ist auf der Oberfläche von FSB 89 ein deutlich sichtbarer Betonierabsatz erkennbar. Ob es sich hierbei um eine echte Arbeitsfuge handelt, ist nicht feststellbar. Von einem gestörten Verbund innerhalb des Betons ist aber nicht auszugehen, lediglich von einem optischen Mangel. Risse o.ä. waren zum Zeitpunkt der Begehung (20.01.2006) nicht erkennbar (siehe Bild 71).

Oberhalb des Betonierabsatzes, wo die Leibung von der Vertikalen in eine positive Neigung übergeht, sind keinerlei Lufteinschlüsse, Poren o.ä. erkennbar. Hier ist die Oberflächenqualität sehr gut. Im Bereich der zur Messung des Frischbetondruckes angebrachten Druckmessdosen, die mit einer dünnen Gummimembran abgedichtet worden sind, finden sich die feinen Falten der Gummimembran im Beton wieder (siehe Bild 72).



Bild 71: Leibung FSB 89



Bild 72: Falten der Gummimembran

Unterhalb des Betonierabsatzes, im Bereich des unteren Betonierstutzens, erkennt man deutlich, dass der bereits in der Schalung eingebrachte Beton nach der ersten Betonierunterbrechung nochmals durchmischt worden ist.

Im Vergleich zu FSB 89 ist die optische Qualität der Leibung des FSB 88 besser. Dies ist zum einen auf die Konsistenz des Betons und zum anderen auch auf das kontinuierlichere Betonieren zurückzuführen.

Auffallend sind die Schlieren im Bereich der unteren Betonierstutzen. Diese wurden wahrscheinlich durch das Einpumpen von Beton bei Betonierpegeln oberhalb des Stutzens verursacht (siehe Bild 73).



Bild 73: Schlierenbildung

Weiterhin sind an der Leibung des FSB 88 Lufteinschlüsse aufgrund der negativen Krümmung der Schalung zu erkennen. Das Bild entspricht in etwa dem des benachbarten Blockes 87 aus Normalbeton.

Ab einer Höhe von ca. 1,80 m über Sohle ist der Beton absolut schadstellenfrei, es sind weder Lufteinschlüsse noch Schlieren o.ä. erkennbar.

Über die gesamte Fläche der Tunnelleibung von FSB 88 sind keine Schadstellen, Risse und/oder Entmischungen o.ä. feststellbar.

### 7.2.2 FSB 62 bis 59

Die Fluchtstollenblöcke 62 bis 59 wurden in der 12. und 13. Kalenderwoche 2006 hergestellt. Die Betonagen erfolgten ohne größere nennenswerte Störungen, was sich auch in der Qualität der Oberfläche widerspiegelt.

Im Folgenden werden typische Erscheinungsbilder/Fehlstellen der 4 Abschnitte und deren Lage im Block beschrieben.

Vereinzelt sind kleine raue Fehlstellen, die auf Schalungsfehler zurückzuführen sind, d.h. Stellen an denen die Schalung verschmutzt war oder nicht ausreichend mit Trennmittel behandelt wurde, erkennbar. Sie treten unregelmäßig, in verschiedenen Höhenlagen und Größe auf. Die Schädigung betrifft nur die Oberfläche, d.h. sie hat eine Tiefe von 1-3 mm.

In allen Blöcken sind 40 x 40 [cm<sup>2</sup>] große Nischen eingebaut, in denen die Messkabel für die Verformungsmessungen von Stahl und Beton aus der Tunnelschale enden. Einige Kanten dieser Nischen haben leichte Abplatzungen, was auf unsacht mäßiges Ausschalen hindeutet (siehe Bild 74).

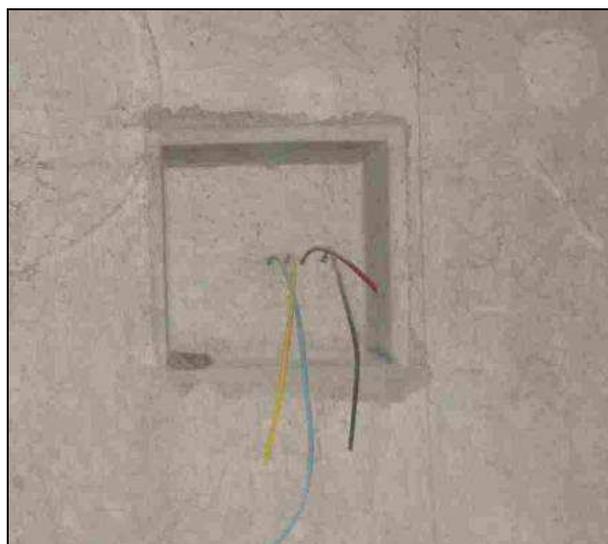


Bild 74: Nische mit Messkabeln und abgeplatzten Kanten

Im Firstbereich, bzw. oberen Drittel der Tunnelschale, gibt es im Bereich der Einfüllstutzen wenige dunkle Flecken, die an der Oberfläche eine leichte Schlierenbildung zeigen. Wahrscheinlich handelt es sich hierbei um flugaschereichen Zementleim, der sich während der Betonage an der Oberfläche abgesetzt hatte (siehe Bild 75).



Bild 75: Dunkle Fläche im Firstbereich, FS-Block 62

Nach dem Ablassen des Schalwagens waren Betonrückstände aus den Betonierstutzen an der Oberfläche der Tunnelschale zurückgeblieben. Diese bilden sich, wenn nach Schließen des Einfüllstutzens die Verschlussplatte nicht auf die Ebene der Schalhaut gesetzt wird.

Sämtliche Rückstände dieser Art sind durch die Baufirma bündig mit der Betonoberfläche der Tunnelschale geschliffen worden (siehe Bild 76).

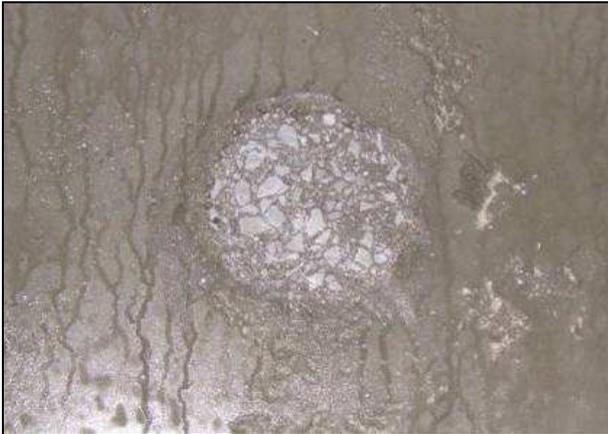


Bild 76: Bündig geschliffene Einfüllstelle

Im Bereich der negativen Krümmung der Schale sind Lufteinschlüsse zu erkennen. In den Blöcken 61 und 59 sind diese über die komplette Breite des jeweiligen Blockes auf beiden Seiten der Tunnel-schale zu erkennen. Dies liegt daran, dass hier die Luft infolge der Selbstentlüftung an der Schalhaut eingeschlossen wurde. (siehe Bild 77). Dieses Phänomen ist auch bei den Fluchtstollenblöcken aus Normalbeton erkennbar. Beim Übergang der Leibung von der negativen in eine positive Krümmung ist die Oberflächenqualität sehr gut.



Bild 77: Lunkenbildung im Bereich negativer Krümmung

FSB 62 wurde über die mittleren Einfüllstützen, d.h. in ca. halber Höhe befüllt. Im Bereich des Fußpunktes der Schale unterhalb der Einfüllstellen bildeten sich auf beiden Seiten ca. 1 m<sup>2</sup> große Fehlstellen, die auf eine Entmischung des Betons hinweisen (siehe Bild 78). Scheinbar wurde der SVB beim Einpumpen in die Schalung gegen die Bewehrung gedrückt und dadurch separiert. Üblicherweise homogenisiert sich der SVB wieder infolge einer Fließbewegung, was direkt unter dem Einfüllstützen in diesem Bereich nicht gegeben war.

Bei der Beseitigung der Fehlstellen durch die Bau-firma konnte man erkennen, dass diese Entmischung nur oberflächennah vorhanden war und mit geringem Aufwand ausgebessert wurde (siehe Bild 79).



Bild 78: Fehlstelle nach der Betonage



Bild 79: vorbereitete Stelle vor der Ausbesserung

Im Bereich von FSB 61 wurden Halfenschienen in verschiedenen Höhen eingebaut. Das folgende Bild 80 zeigt sehr deutlich, dass der Beton gut die Räume zwischen den Schienen ausfüllt hat und keine Leerräume lässt. Die Kanten sind sauber und weisen keine Ausbruchstellen auf. Solch eine gute Betoneinfassung der Halfenschienen ist bei der Verwendung von Normalbeton selten.

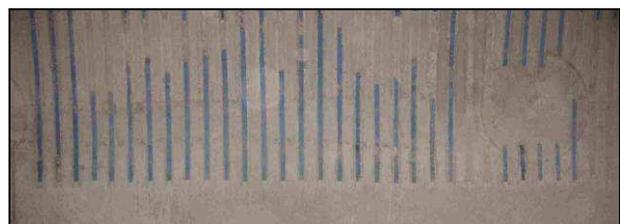


Bild 80: Halfenschienen mit blauer Streifenfüllung

Am Blockende, d.h. am Übergang zu FSB 60, im Bereich des Fugenbandes weist der Beton umlaufend einen ca. 18 cm breiten Streifen mit gestörter Oberfläche auf. Beim Herstellen dieses Blockes musste die Betonage mehrfach unterbrochen werden, da die Stirnschalung undicht war und geschlossen werden musste.

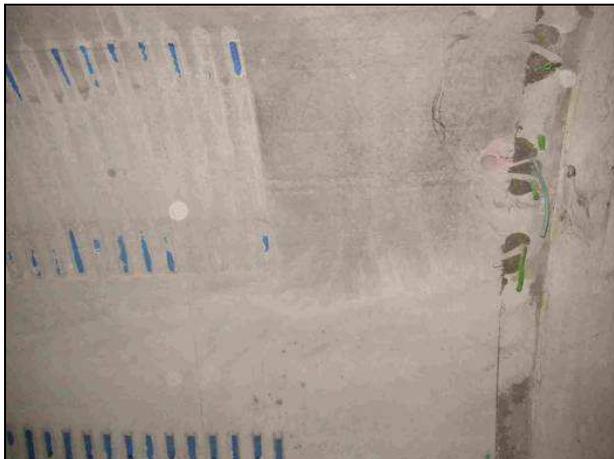


Bild 81: Blockende mit Streifen gestörter Oberfläche

Im FS-Block 59 wurde eine Wandnische angeordnet. Die Qualität der Betonoberfläche der Nischenuntersicht, der linken Seite und der untere Bereich der rechten sowie der Rückseite der Nische sind sehr gut. Lediglich im oberen Bereich der rechten Seite und der Rückseite ist eine leichte Lunkerbildung zu erkennen. Die umlaufenden Betonkanten sind sauber und ohne Ausbruchstellen (siehe Bild 82).



Bild 82: Nische - Blick in linke obere Ecke

### 7.2.3 Zusammenfassung Ausführungsqualität

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Qualität der Betonoberfläche als gut bewertet werden kann, wobei die Qualität der Betonoberflächen der FSB 62 bis 59 deutlich besser sind, als die der FSB 89 und 88.

Die aus der Herstellung der ersten beiden Abschnitte gewonnenen Erfahrungen mit dem Einsatz von SVB auf der Tunnelbaustelle mit den örtlichen

Gegebenheiten (Mischwerk, Anlieferung, Klimabedingungen) konnten bei der Herstellung der weiteren Blöcke positiv mit einfließen.

Visuelle Kontrollen haben die zuvor beschriebenen Erscheinungsbilder/Fehlstellen erkennen lassen. Kleine Fehlstellen, die meist auf Schalungsfehler zurückzuführen sind, konnten durch geringe Nachbearbeitung ausgebessert werden. Das Gesamtbild der Betonoberflächen (FSB 62 bis 59) weist keine Streifenbildung auf, d.h. einzelne Betonierabschnitte sind nicht zu erkennen. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass die Betonage gleichmäßiger und ohne größere Unterbrechungen, im Vergleich zu den ersten beiden SVB-Blöcken, durchgeführt worden und der SVB für diese Anwendung ausreichend robust und verarbeitungswillig war.

Die zeichnerische Darstellung der Mängelercheinungen sowie Fotos der Leibung sind für jeden Block getrennt in Anlage 7.1 zusammengefasst. Eine Zuordnung der Fotos zur Örtlichkeit in der Tunnelinnenschale ist ebenfalls auf der Zeichnung dargestellt.

## 8 Wasserdichtigkeitstests

### 8.1 Allgemeines

Ziel der von der TU Darmstadt durchgeführten und nachfolgend beschriebenen Untersuchungen war es, die Qualität der Ausführung der SVB-Tunnelinnenschale hinsichtlich der Wasserdichtigkeit zu überprüfen. Das Prinzip der Untersuchungen bestand darin, einen Wasserdruck zwischen der Kunststoffabdichtungsbahn und dem Beton der Tunnelinnenschale aufzubringen, um durch Messung des eindringenden Wasservolumens und visueller Kontrolle Aussage über die Wasserdichtigkeit treffen zu können. Die Versuche wurden am 11.09.2006 für die FSB 89 und 88 und am 14./15.09.2006 für die FSB 62 bis 59 durchgeführt.

Zunächst wurde ein System zum gezielten Aufbringen des Wasserdrucks entwickelt und dessen Eignung in Vorversuchen überprüft.

### 8.2 Prüfung der Wasserdichtigkeit

#### 8.2.1 Allgemeines

Aufgrund der vorgesehenen Ausführung des Fluchtstollens als wasserundurchlässige Konstruktion (WU-KO) wurde zur Verhinderung des Eindringens von Bergwasser eine Abdichtung mit einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB-Abdichtung) ausgeführt. In den sechs Bauwerksblöcken aus SVB wurden durch den Einbau von radialen Anschweißprofilen und horizontalen Anschweißprofilen im First und jeweils oberhalb der Arbeitsfuge Sohle-Gewölbe in vier Blöcken insgesamt 16 unabhängige Kammern hergestellt.

Der Einbau von Injektionsschläuchen zwischen Folie und Innenschalenbeton ermöglichte den Aufbau eines definierten Wasserdrucks. Durch den vollflächigen Einbau der Dichtungsfolie über die gesamte Gewölbeabwicklung der Versuchsstrecke konnten alle Abschnitte der Tunnelinnenschale, z.B. auch relativ dünne Querschnitte im Bereich von Aussparungen, in die Untersuchungen einbezogen werden.

Die Überprüfung der Wasserdichtigkeit der Konstruktion erfolgte prinzipiell durch:

- Aufbringen eines Wasserdrucks über einen bestimmten Zeitraum und Messung des eindringenden Wasservolumens,
- Messung des Druckabfalls innerhalb eines definierten Zeitraums,
- Visuelle Kontrolle während und nach der Druckbelastung.

Die Dichtigkeit der Blockfugen, d.h. die Qualität der Einbindung der Ringfugenbänder, wurde in gleicher Art und Weise untersucht.

#### 8.2.2 Vorversuche

An der TU Darmstadt wurde ein System zum Aufbringen des Wasserdrucks entwickelt und seine Funktionstüchtigkeit in Vorversuchen überprüft. Dazu erfolgte zunächst die Herstellung eines Betonkörpers mit den Abmessungen 0,75 m x 0,75 m x 0,3 m. Auf dessen Oberfläche wurde ein 2 m langer Injektionsschlauch in Spiralf orm mit Gewebeband befestigt, vergleiche Bild 83. Dieser wurde einseitig verschlossen. Am anderen Ende wurde ein 3 m langer Schlauch angeschlossen mit dem Ausgangsrohr der Handpumpe verbunden.

In einem weiteren Schritt erfolgte die Betonage einer zweiten Betonlage. Sieben Tage nach deren Herstellung wurde mittels der Handpumpe ein Wasserdruck von 1 bar zwischen den Betonlagen aufgebracht. Dies resultierte in einem sofortigen Wasseraustritt an der Arbeitsfuge.

Die Eignung des Funktionsprinzips zur Prüfung der Wasserdurchlässigkeit wurde somit in den Vorversuchen bestätigt.



Bild 83: Injektionsschlauch auf dem Probekörper nach dem 1. Betonierabschnitt

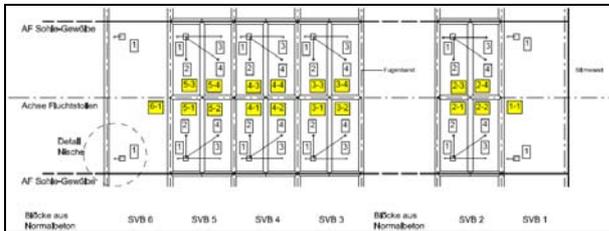
#### 8.2.3 Herstellung der Versuchsstrecke

Von den sechs Blöcken der SVB-Versuchsstrecke wurden vier Blöcke in jeweils vier Kammern durch Anschweißprofile eingeteilt. Die horizontale Abgrenzung erfolgte im First sowie nahe der Arbeitsfuge Sohle-Gewölbe und die radiale Abgrenzung in der Blockfuge sowie in halber Blocklänge (vergleiche Bild 84 und Bild 85). Die restlichen zwei Blöcke bilden jeweils eine große Kammer, wobei deren Abgrenzung lediglich durch die radial umlau-

fenden Fugenbänder sichergestellt ist und somit die Sohle eingeschlossen wird.

Als Anschweißprofile wurden in Anlehnung an die Richtzeichnung T-DICHT 11 des BMVBW außenliegende Fugenbänder ohne Mittelschlauch mit vier Sperrankern mit Injektionsschläuchen eingebaut.

Je Kammer erfolgte der Einbau von zwei Injektionsmodulen entsprechend Bild 83 bzw. Bild 88. Durch ein zweites Modul war es möglich, die Funktionsweise des Systems zu überprüfen bzw. ein Injektionsmodulssystem vorhalten zu können. Je Block wurden zwei Nischen vorgesehen, in welche die Wasserschläuche geleitet wurden. Um eine Zuordnung der Injektionsmodule zu ermöglichen, wurden die Wasserschläuche farblich gekennzeichnet (siehe Bild 84).



Schläuche - Zuordnung der Farben		
1	Blau	12 x 2m
2	Gelb	8 x 3m
3	Rot	8 x 6m
4	Schwarz	8 x 9m
2-3	Abschnittsnummer	

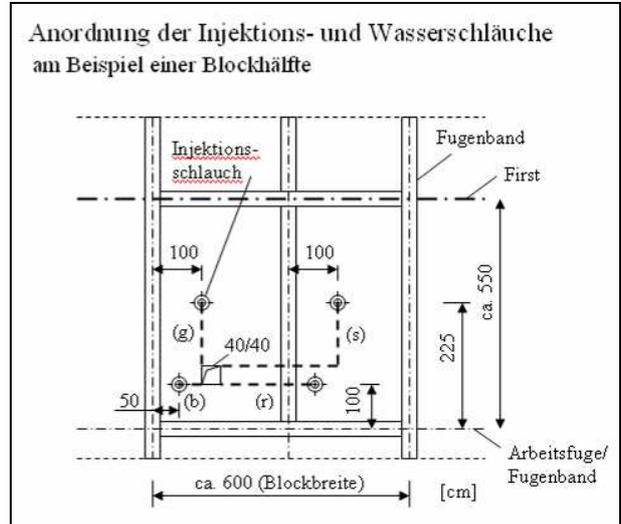
Bild 84: Übersicht über die Kammern (Prüfabschnitte) der SVB-Versuchsstrecke



Bild 85: Kammern der FS-Blöcke 89 und 88

Das erste Injektionsmodul wurde in einem Abstand (Iotrecht) von ca. 50 cm vom radialen Fugenband

und ca. 100 cm vom Fugenband Sohle-Gewölbe angeordnet (siehe Bild 86 und Bild 89). Für das 2. Injektionsmodul betragen die Abstände ca. 100 cm bzw. 225 cm.



Farbezuordnung und Längen der Wasserschläuche

- (b) blau l = 2m
- (g) gelb l = 3m
- (r) rot l = 6m
- (s) schwarz l = 9m

Bild 86: Kammern der FS-Blöcke 89 und 88

Das vorgesehene Funktionsprinzip der Injektionsmodule sowie deren Anordnung (Schnitt) sind in Bild 87 dargestellt. Zu erkennen ist die Lage des Injektionsmoduls zwischen KDB-Abdichtung und der Tunnelinnenschale.

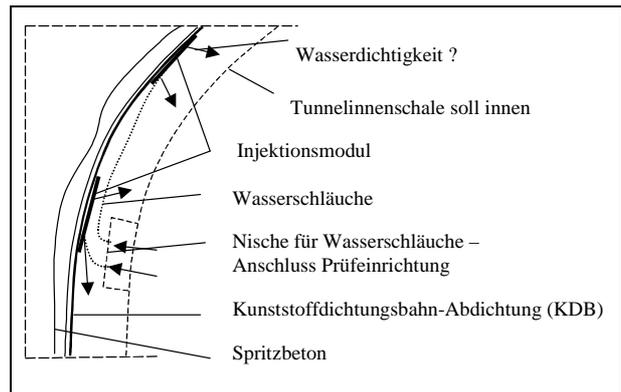


Bild 87: Anordnung der Injektions- und Wasserschläuche sowie Funktionsprinzip (Schnitt)

In Bild 88 ist ein im Tunnel (FSB 62) eingebautes Injektionsmodul dargestellt. Mittels einer Folie wurden die Injektionsschläuche gegen unvorhergesehene Beanspruchungen während des Betonierprozesses geschützt. Die Wasserdurchlässigkeit gewährten Öffnungen am Rand der Folien.



Bild 88: Einbautes Injektionsmodul

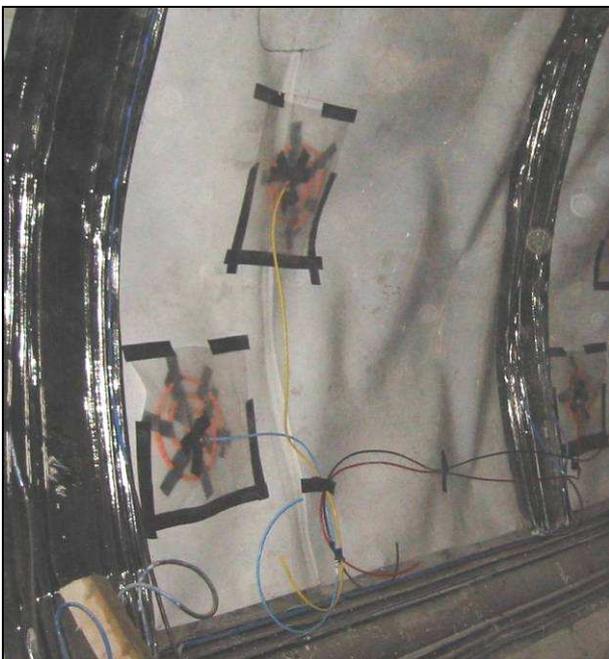


Bild 89: Installiertes Injektionsmodul im FSB 60, Abschnitt 5-3

Bild 89 zeigt die in einem Blockabschnitt installierten Injektionsmodule und die Lage der Wasserleitungen vor dem Einbau der Bewehrung.

#### 8.2.4 Versuchsaufbau und Durchführung der Hauptversuche

Der Ablauf der Hauptversuche gliederte sich in vier Punkte:

- A) Aktivierung des Systems
- B) Messung des Wasservolumens (Normalversuch Wasserdurchlässigkeit)
- C) Messung des Druckabfalls
- D) Visuelle Kontrolle

#### A) Aktivierung des Systems

Der bei den Messungen aufgebrachte Anfangsdruck von 3 bar (siehe Spiegelstrich B) wurde mittels Handpumpe aufgebracht (siehe Bild 90).



Bild 90: Aktivierung des Systems mit Handpumpe im FSB 59

#### B) Messung des Wasservolumens (Normalversuch)

Für die Durchführung der Normalversuche zur Wasserdurchlässigkeitsprüfung wurde eine spezielle Messapparatur entwickelt (siehe Bild 91). Das System wurde vor Ort an eine Wassereinspeisung angeschlossen.

Das Wasser durchfließt das Hauptventil und wird am Druckregler auf den gewünschten Prüfdruck eingestellt. Bei weiterem Durchfluss wird das Wasser im Farbspender mit handelsüblicher Tinte (schwarz, rot, grün, blau) eingefärbt. Durch die Einfärbung konnte ein Wasseraustritt an der Tunnelinnenschale farblich den entsprechenden Versuchsblöcken bzw. Versuchsabschnitten zugeordnet werden.

Am inneren Druckmesser erfolgt die Kontrolle des Wasserdrucks, welcher in der Regel 3 bar betrug. Gegebenenfalls wurde am Druckmesser nachreguliert. Mit Hilfe zweier Messzähler, die an separaten Austrittsöffnungen angeschlossen waren, wurde die ausströmende bzw. injizierte Wassermenge kontrolliert und aufgezeichnet. Mit den von der

Messapparatur abgehenden Wasserschläuchen konnten zeitgleich zwei Versuchsblöcke geprüft werden.

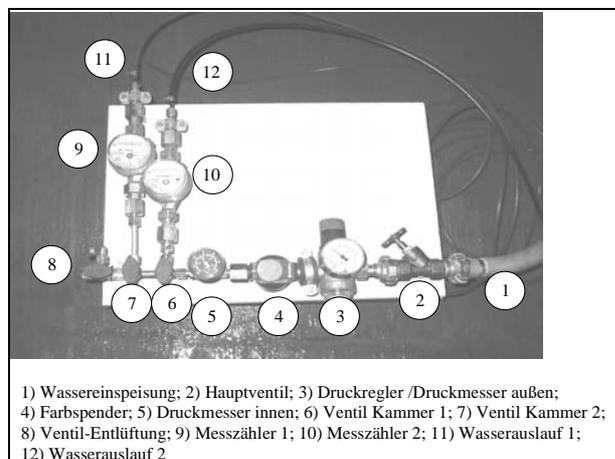


Bild 91: Messapparatur für Wasserdurchlässigkeitsversuche

Wie bereits beschrieben, wurden in jeder Kammer zwei Injektionsmodule installiert, in denen das Wasser ein- bzw. ausfließen konnte. Am Beginn jedes Versuchs erfolgte zunächst die Prüfung des Systems hinsichtlich der Verstopfung der Injektionsmodule. Wurde kein Durchfluss festgestellt, so wurde das Injektionssystem ggf. durch einen höheren Druck mittels Handpumpe aktiviert (vergleiche Spiegelstrich A). Bei offenen Systemen wurde der ausströmende Anschluss verschlossen, um einen diesbezüglichen Wasserverlust zu vermeiden.

Nach der Sicherstellung der Aktivierung des Systems wurde je Kammer ein konstanter Wasserdruck von 3 bar über einen Zeitraum von 60 Minuten aufgebracht. In diesem Zeitraum wurde das Volumen des Wasserdurchflusses protokolliert und eine visuelle Kontrolle des Wasseraustritts an der Tunnelinnenschale durchgeführt (vergleiche Spiegelstrich D).

### C) Messung des Druckabfalls

Bei der Messung des Druckabfalls wurden nach dem Aufbringen eines Wasserdrucks von 3 bar die Auslassventile (Pos. 7 und 8 in Bild 91) geschlossen und der Druckabfall protokolliert.

Da bei den offenen Systemen bereits nach wenigen Sekunden ein extremer Druckabfall auf bis zu 0,5 bar (was der hydrostatischen Druckhöhe im Block entspricht) festzustellen war, erfolgten lediglich exemplarische Messungen.

### D) Visuelle Kontrolle

Visuelle Kontrollen der Wasserdichtigkeit erfolgten sowohl kontinuierlich während der Prüfung der jeweiligen Kammern über einen Zeitraum von 1

Stunde als auch zum Zeitpunkt von 24 Stunden nach der Prüfung.

Protokolliert wurden sowohl die Lage und der Typ der Wasseraustrittsstelle als auch die Farbe des Austrittswassers.

## 8.2.5 Ergebnisse der Wasserdichtigkeitstests

Das im Verlauf der Prüfung injizierte Wasservolumen, die Dauer der Prüfung, die Prüffarbe und die Farbe der Prüfschläuche sowie Bemerkungen über die Funktionalität der Anschlüsse sind in Tabelle 23 zusammengefasst. Bild 92 gibt zusätzlich eine grafische Übersicht des in die einzelnen Kammern injizierten Wasservolumens.

Es wird ersichtlich, dass bei einem Prüfzeitraum von einer Stunde bereits bis zu 200 Liter Wasser über einen Schlauch in die einzelnen Kammern eingetragen wurden. Allerdings schwankten die Werte signifikant, was hauptsächlich mit der unterschiedlichen Ummantelung der Injektionsschläuche mit Beton zu erklären ist. In zwei Kammern konnte das System nicht aktiviert und demnach kein Durchfluss festgestellt werden.

Bei der 16-stündigen Prüfung der Kammer SVB 6-1 des FSB 59 wurden 520 Liter Wasser gemessen, was einem Durchfluss von 32,5 l/h entspricht.

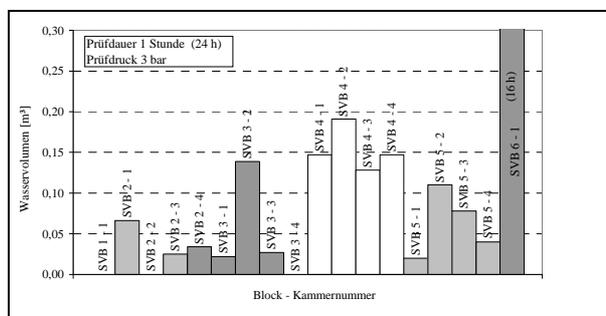


Bild 92: Injiziertes Wasservolumen je Kammer

Der Volumenstrom einer Kammer war über die Prüfdauer jeweils nahezu konstant (siehe Bild 93). Es war damals keine „Sättigung“ des Systems festzustellen.

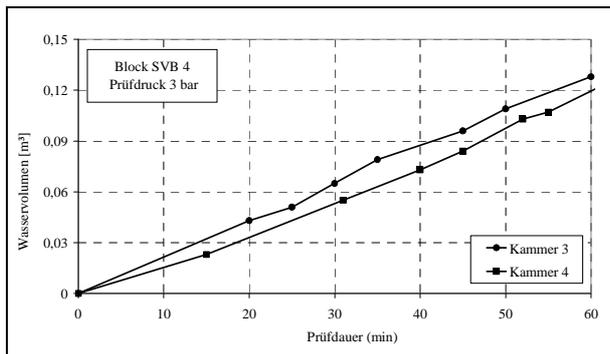


Bild 93: Zeitlicher Verlauf des injizierten Wasservolumens am Beispiel von zwei Kammern der FSB 61 (SVB 4)

Die ermittelten Werte zeigen einen erheblichen Wassereintritt in das System (siehe Tabelle 23). Dieses Verhalten ist jedoch nicht auf die Anwendung von SVB zurückzuführen, was im nachfolgenden Abschnitt deutlich wird.

Tabelle 23: Durchflussmengen bei der Wasserdichtigkeitsprüfung

Lfd. Nr.	FSB Nr.	Absch. Nr.	Wasserzutritt		Prüfdruck [bar]	Prüfdatum	Zeit		Zählerstand			Durchfluss [m³]	Bemerkung
			Schlauch	Wasser			Beginn [Uhrzeit]	Ende [Uhrzeit]	Dauer [h:min]	Beginn	Ende		
			[Farbe]	[Farbe]									
SVB 1	89	1	blau	blau	3	11.09.06	nicht messbar					beide Schläuche dicht, System nicht messbar	
SVB 2	88	1	blau	blau	3	11.09.06	10:34	11:35	1:01	0,02	0,09	0,066	beide Schläuche durchflossen
		2	rot	rot	3	11.09.06	nicht messbar					beide Schläuche dicht, System nicht messbar	
		3	blau	schwarz	3	11.09.06	12:30	13:37	1:07	0,01	0,04	0,025	beide Schläuche durchflossen
		4	rot	grün	3	11.09.06	13:52	15:15	1:23	0,04	0,07	0,034	beide Schläuche durchflossen
SVB 3	62	1	blau	blau	3	14.09.06	10:05	11:17	1:12	0,07	0,09	0,022	beide Schläuche durchflossen
		2	rot	rot	3	14.09.06	11:25	12:25	1:00	0,09	0,23	0,139	beide Schläuche durchflossen
		3	blau	schwarz	3	14.09.06	14:30	15:30	1:00	0,41	0,44	0,027	beide Schläuche durchflossen
		4	rot	grün	3	14.09.06	nicht messbar					beide Schläuche dicht, System nicht messbar	
SVB 4	61	1	blau	schwarz	3	14.09.06	14:30	15:30	1:00	0,42	0,57	0,147	beide Schläuche durchflossen
		2	rot	grün	3	14.09.06	12:45	14:05	1:20	0,23	0,42	0,191	beide Schläuche durchflossen
		3	blau	rot	3	14.09.06	11:25	12:25	1:00	0,24	0,37	0,128	beide Schläuche durchflossen
		4	rot	blau	3	14.09.06	10:05	11:17	1:12	0,10	0,24	0,147	zweiter Schlauch (schwarz) dicht
SVB 5	60	1	gelb	schwarz	3	15.09.06	9:45	10:45	1:00	0,55	0,57	0,020	alle Schläuche bei erstem Anschließen dicht, gelber mit Handpumpe geöffnet, blauer Schlauch nicht frei bekommen (defekt)
		2	rot	rot	3	14.09.06	15:30	16:30	1:00	0,44	0,55	0,110	beide Schläuche durchflossen
		3	blau	schwarz	3	15.09.06	10:00	11:00	1:00	1,09	1,17	0,078	alle Schläuche bei erstem Anschließen dicht, einer davon mit Handpumpe geöffnet
		4	rot	grün	3	14.09.06	12:30	14:05	1:35	0,37	0,41	0,040	beide Schläuche durchflossen
SVB 6	59	1	blau	grün	3	14.09.06 15.09.06	16:30	9:20	16:50	0,57	1,09	0,520	alle Schläuche bei erstem Anschließen dicht, einer davon mit Handpumpe geöffnet

### 8.2.6 Visuelle Kontrolle

Im Rahmen der visuellen Kontrolle wurde eine Vielzahl von Wasseraustrittsstellen festgestellt. Es ist jedoch bereits hier zu bemerken, dass diese Undichtigkeiten nicht durch den Einsatz von SVB verursacht wurden.

Die bei der Prüfung der Kammern aufgenommenen Undichtigkeitsstellen wurden getrennt nach dem jeweiligen Prüfzeitpunkten, zusammengefasst. Die Grafiken in den 101 bis 111 zeigen die im Prüfabschnitt festgestellten Undichtigkeitsstellen, wobei diese verschiedenen Wasseraustrittstypen zugeordnet wurden. Nummeriert sind in den Abbildungen lediglich die jeweils neu hinzugekommenen Wasseraustrittsstellen.

In Bild 96 bis Bild 99 ist je Austrittstyp ein aufgetretenes Beispiel dargestellt und einem Symbol zugeordnet, das in den Übersichtsskizzen Verwendung findet.

Allgemeine Bemerkungen zu den Wasseraustrittstypen:

-Typ - Wasseraustritt aus Injektionsöffnung ●

Die Injektionsschläuche der Fugenbänder zur optionalen Verpressung bei dem Auftreten von Undichtigkeiten bildeten eine deutliche Schwachstelle im System. Allerdings erfolgte hier hinsichtlich der Wassermenge nur ein geringer Wasseraustritt.

-Typ - Wasseraustritt aus Blockfuge X

An verschiedenen Blöcken (SVB und Rüttelbeton) zeigten sich Undichtigkeiten im Bereich des Fugenbandes in der Blockfuge (Pressfuge).

-Typ - Wasseraustritt aus Verpressschlauch (am First) ▲

Obwohl die Firstspaltverpressung (Mörtelinjektion) bereits vor der Wasserdichtigkeitsprüfung erfolgte, war in einigen Blöcken Wasseraustritt an Verpressschläuchen festzustellen.

-Typ - Wasseraustritt an Sohlfuge S

Im Sohlbereich war der Wasseraustritt aus der Arbeitsfuge nicht direkt sichtbar, da die Arbeitsfuge infolge des Aufbetons im Sohlbereich verdeckt war.

-Typ - Wasseraustritt am Anschlusskasten (Nische) ■

Wenn ein Wasseraustritt aus den Prüfschläuchen (im Anschlusskasten) festzustellen war, wurden diese entsprechend protokolliert. Die Schläuche wurden nach dem Feststellen des Wasseraustritts

mit Endstücken verschlossen, um einen weiteren Wasserverlust zu vermeiden.

Bei Block SVB 3-3 war auch ein Wasseraustritt direkt am Austrittspunkt des Schlauchs aus dem Beton zu verzeichnen.

-Typ - Wasseraustritt aus Beton (Rüttelbeton) ○

Ein Wasseraustritt direkt durch den Beton war lediglich beim in unmittelbarer Nachbarschaft zum geprüften SVB-Block liegenden, nicht geprüften Rüttelbeton-Block zu beobachten, wobei hier große Bereiche offenporigen Betons vorlagen.

Bereits bei der Prüfung der FSB 89 und 88 zeigte sich, dass sowohl die einzelnen Kammern als auch die Blöcke keine abgeschlossenen Systeme darstellten. Beispielsweise war bei der Prüfung der ersten Kammer SVB 2-1 (FSB 88) bereits nach einer Prüfdauer von ca. 15 Minuten ein starker Wasseraustritt im benachbarten Block 87 (Rüttelbeton) zu verzeichnen. Währenddessen wurde in der Kammer selbst lediglich an der Pressfuge zu FSB 88 ein geringer Wasseraustritt festgestellt.

Der Nachweis der Durchlässigkeit der Kammern und Blöcke bestätigte sich bei allen weiteren Versuchen. Der Wasserübertritt zwischen den einzelnen Kammern eines Blockes wurde ggf. durch die umlaufenden Injektionsschläuche gefördert. Zwischen den einzelnen Blöcken bewirkte auch das umlaufende Fugenband keine wirksame Sperre des Wasserdurchflusses. Allerdings ist bemerkenswert, dass der Wasseraustritt direkt aus der Pressfuge in der Regel nur sehr gering war, währenddessen in der Regel ein großer Volumenstrom zwischen den Blöcken auftrat. Der genaue Ort des Wasserübertritts zwischen den Blöcken konnte allerdings nicht lokalisiert werden. Vermutet wird ein Übergang im First aufgrund unzureichender Ausführung der Firstspaltverpressung.

Die Undichtigkeit zwischen den Blockfugen ist nicht auf den Einsatz von SVB zurückzuführen, da auch die umlaufenden Fugenbänder zwischen benachbarten Blöcken aus Rüttelbeton keine wirksame Sperre gegen Wasserübertritt bildeten, wie Bild 110 verdeutlicht. Bei Prüfung des FSB 59 drang das Wasser über 2 Blockfugen bis in den FSB 57 ein.

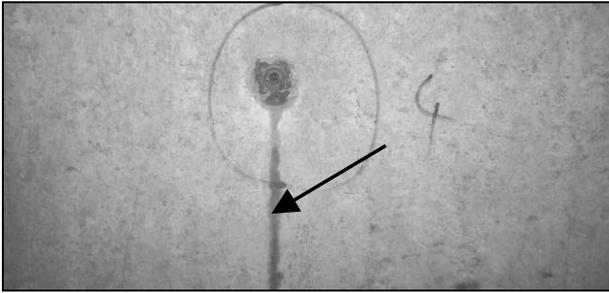


Bild 94: Typ - Wasseraustritt aus Injektionsöffnung ●

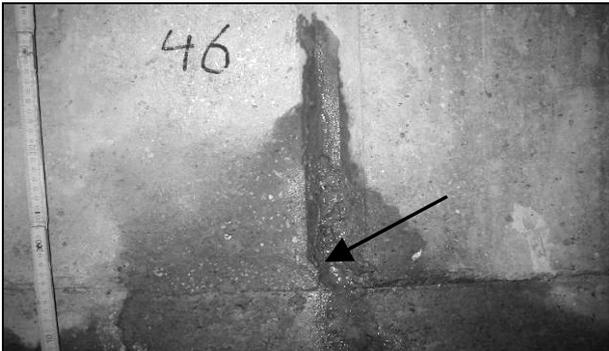


Bild 95: Typ - Wasseraustritt aus Blockfuge X

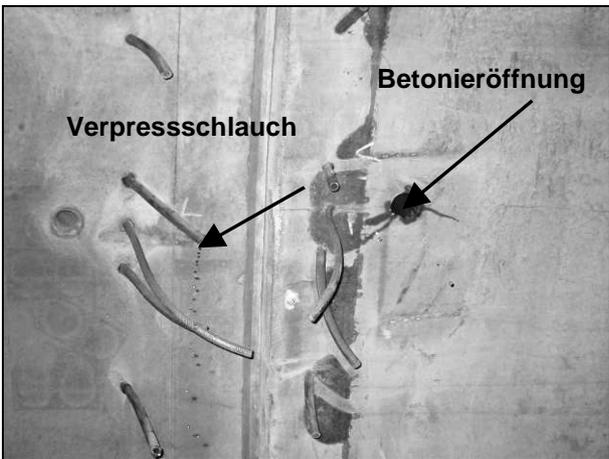


Bild 96: Typ - Wasseraustritt aus Verpressschlauch - First ▲

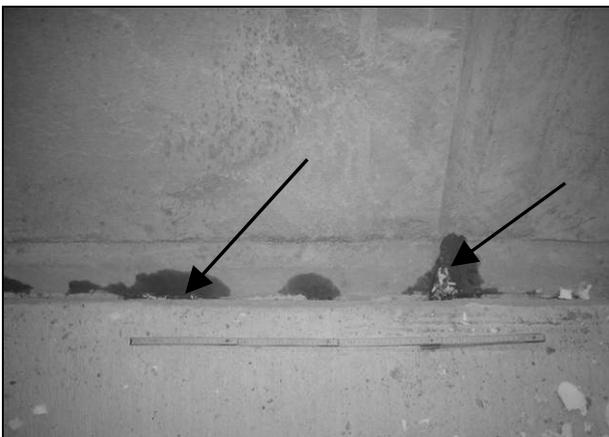


Bild 97: Typ - Wasseraustritt an Sohlfuge S

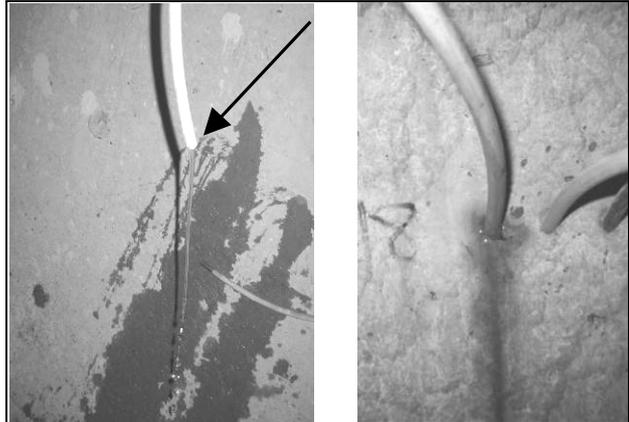


Bild 98: Typ - Wasseraustritt am Anschlusskasten (Nische)  
links: aus dem Prüfschlauch; rechts: am Schlauchfuß  
(lediglich bei Kammer SVB 3-3) ■

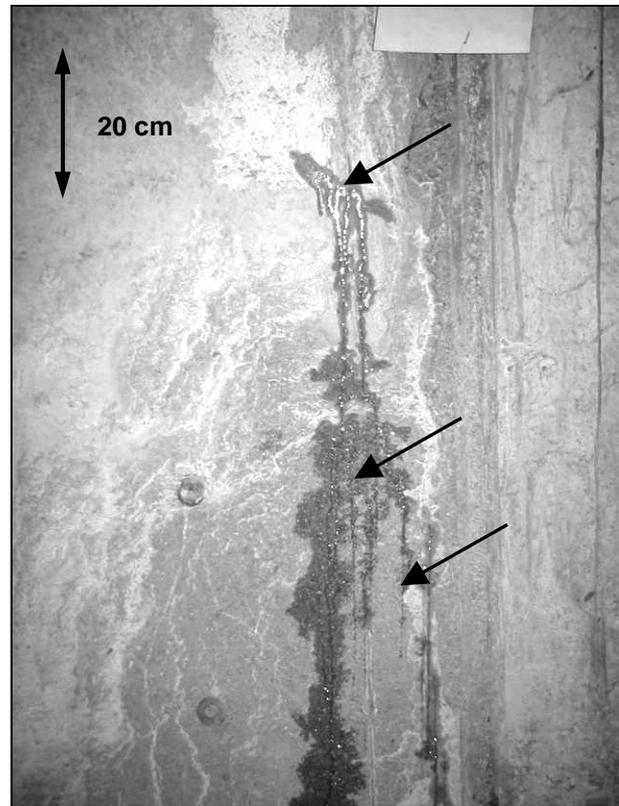


Bild 99: Typ - Wasseraustritt aus Beton (hier Rüttelbeton) ○



Bild 100: Wasserabfluss der in der Pressfuge zwischen FSB 62 und FSB 61 **X**

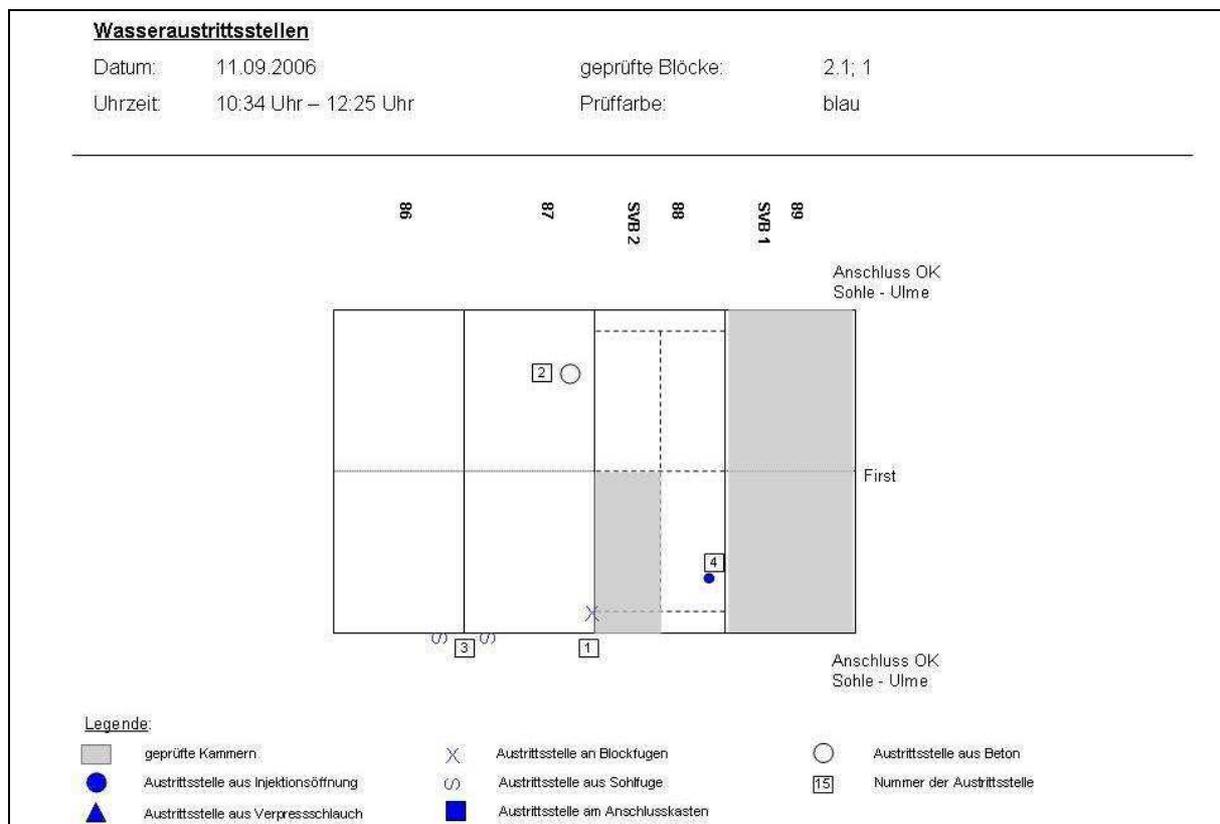


Bild 101: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung der FSB 89 (1) und 88 (2.1)

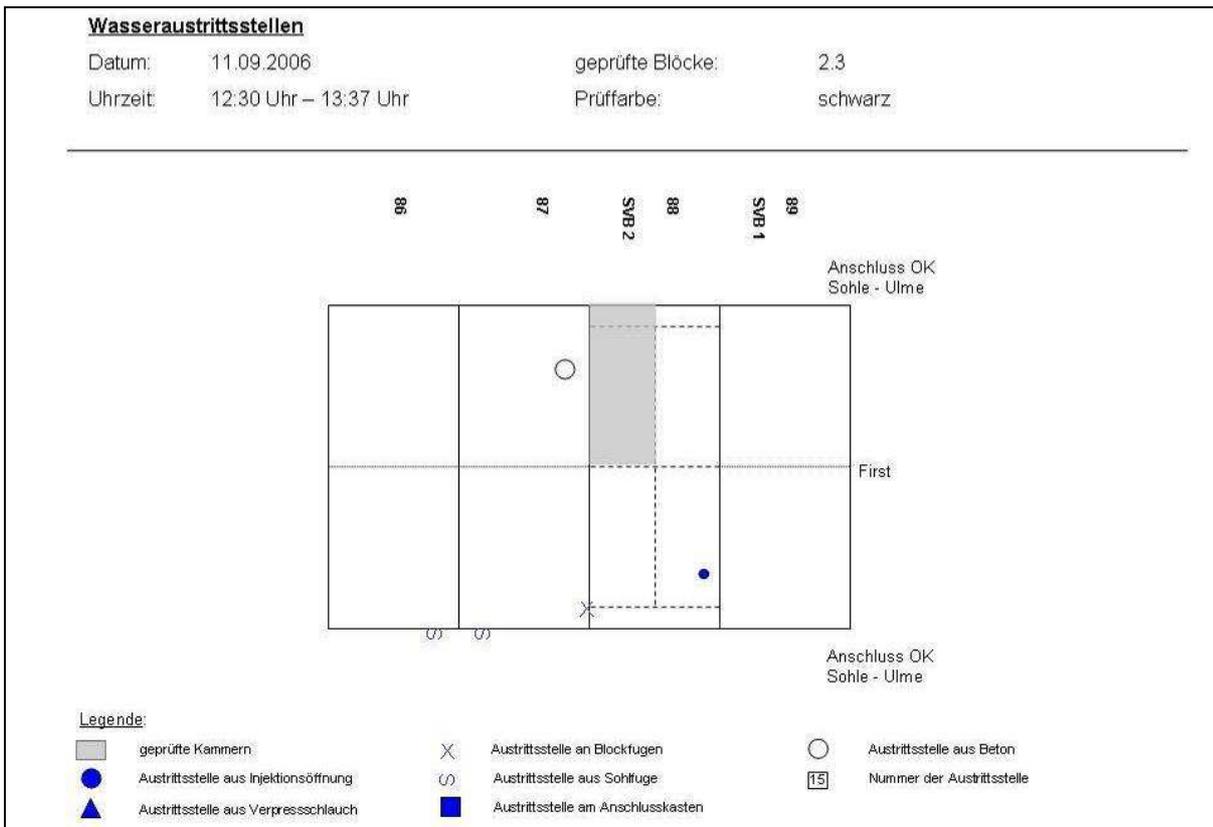


Bild 102: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung von FSB 88 (2.3)

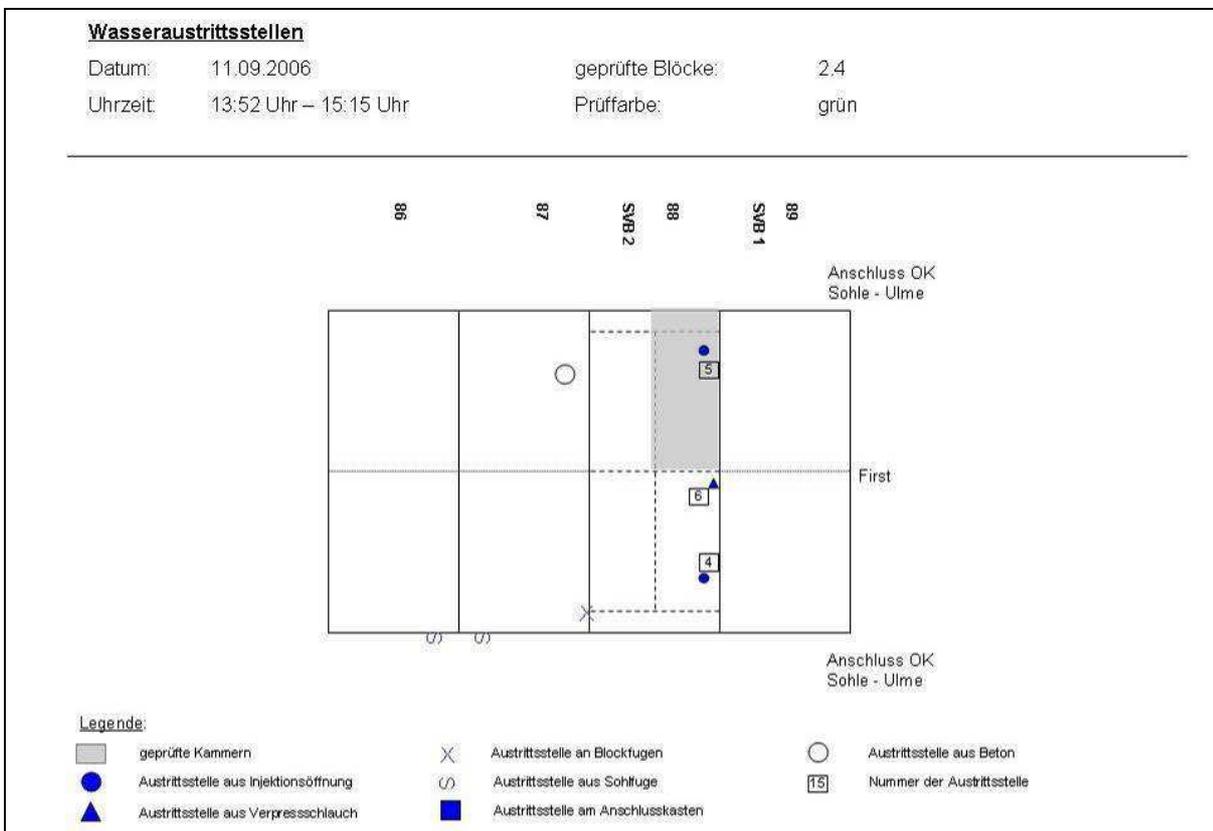


Bild 103: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung des FSB 88 (2.4)

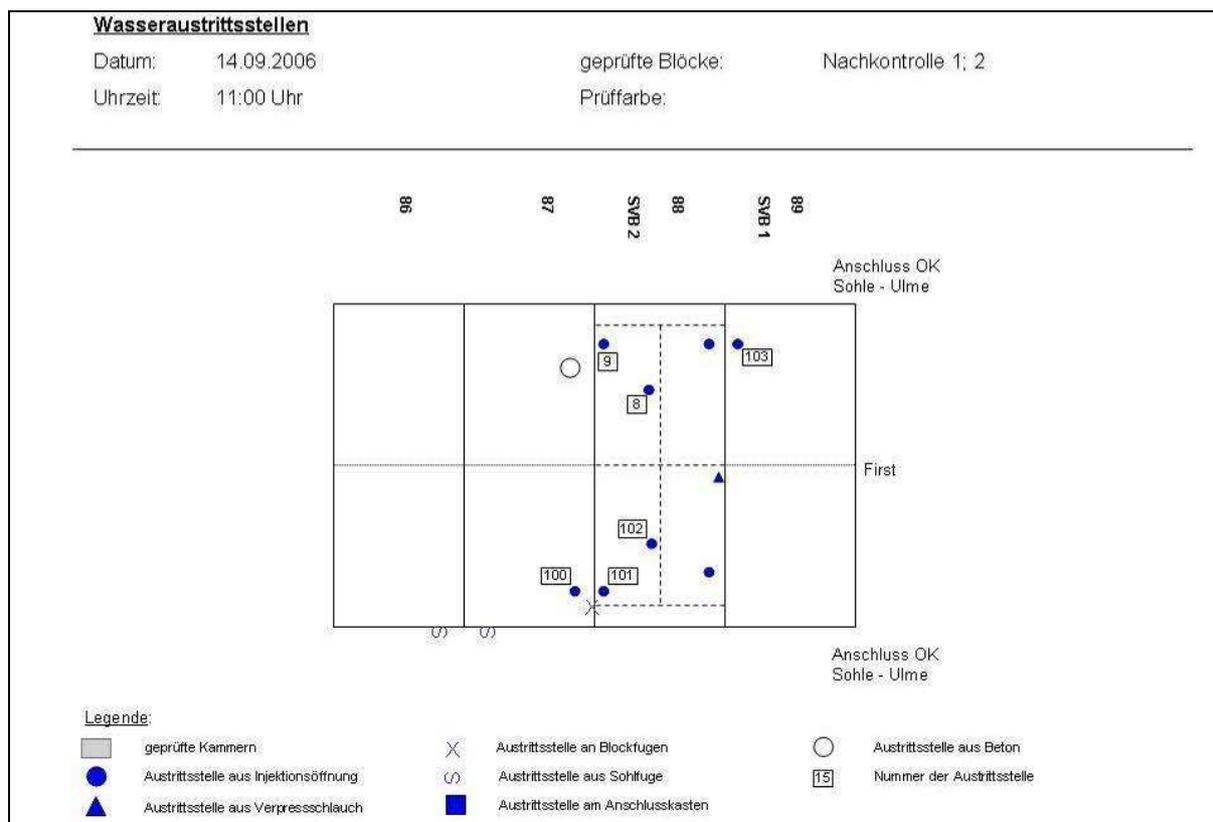


Bild 104: Wasseraustrittsstellen der FSB 89 (1) und FSB 88 (2) zum Zeitpunkt 16 h nach der Prüfung

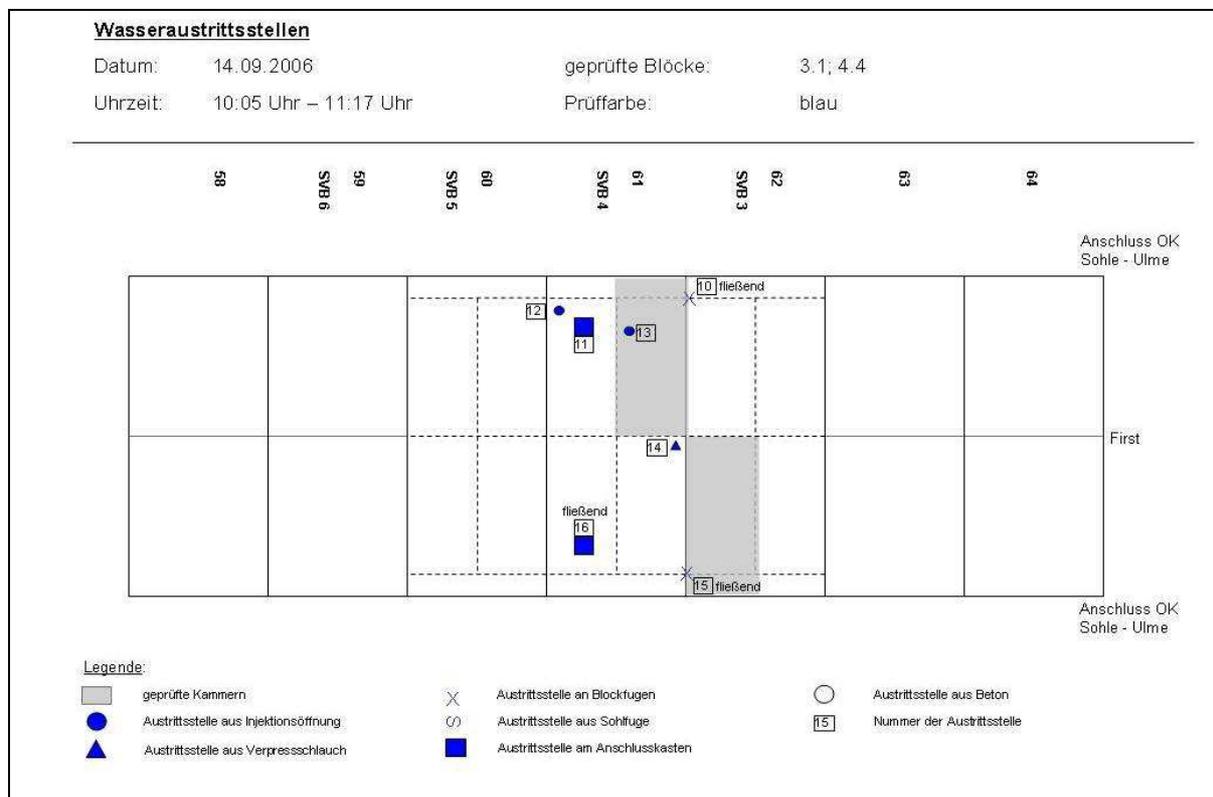


Bild 105: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung der FSB 62 (3.1) und FSB 61 (4.4)

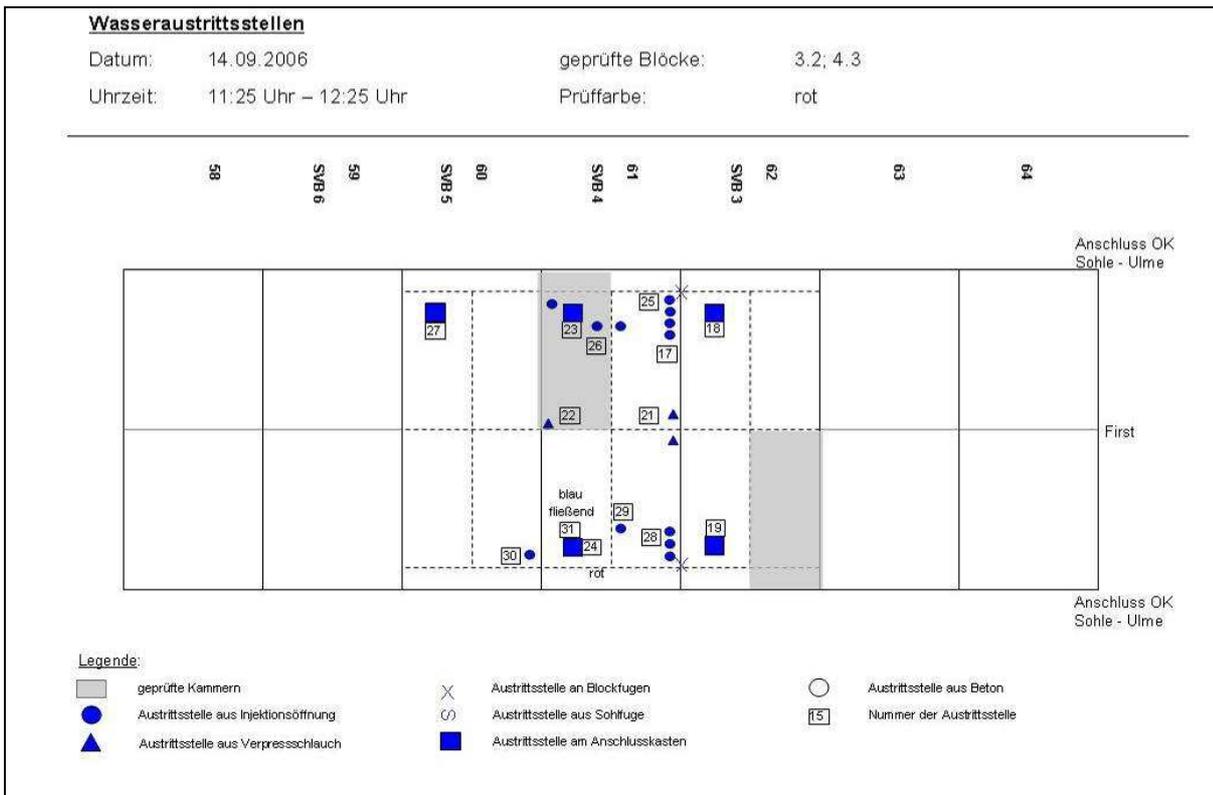


Bild 106: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung der FSB 62 (3.2) und FSB 61 (4.3)

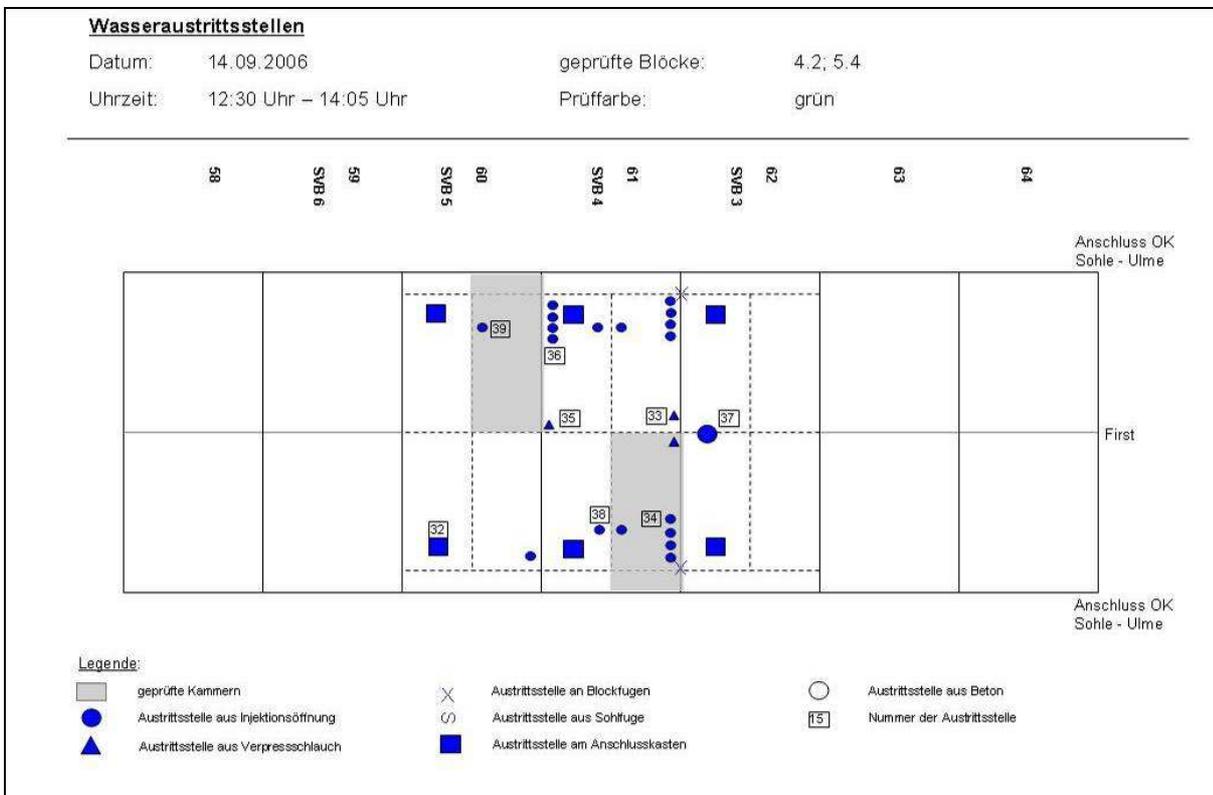


Bild 107: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung der FSB 61 (4.2) und FSB 60 (5.4)

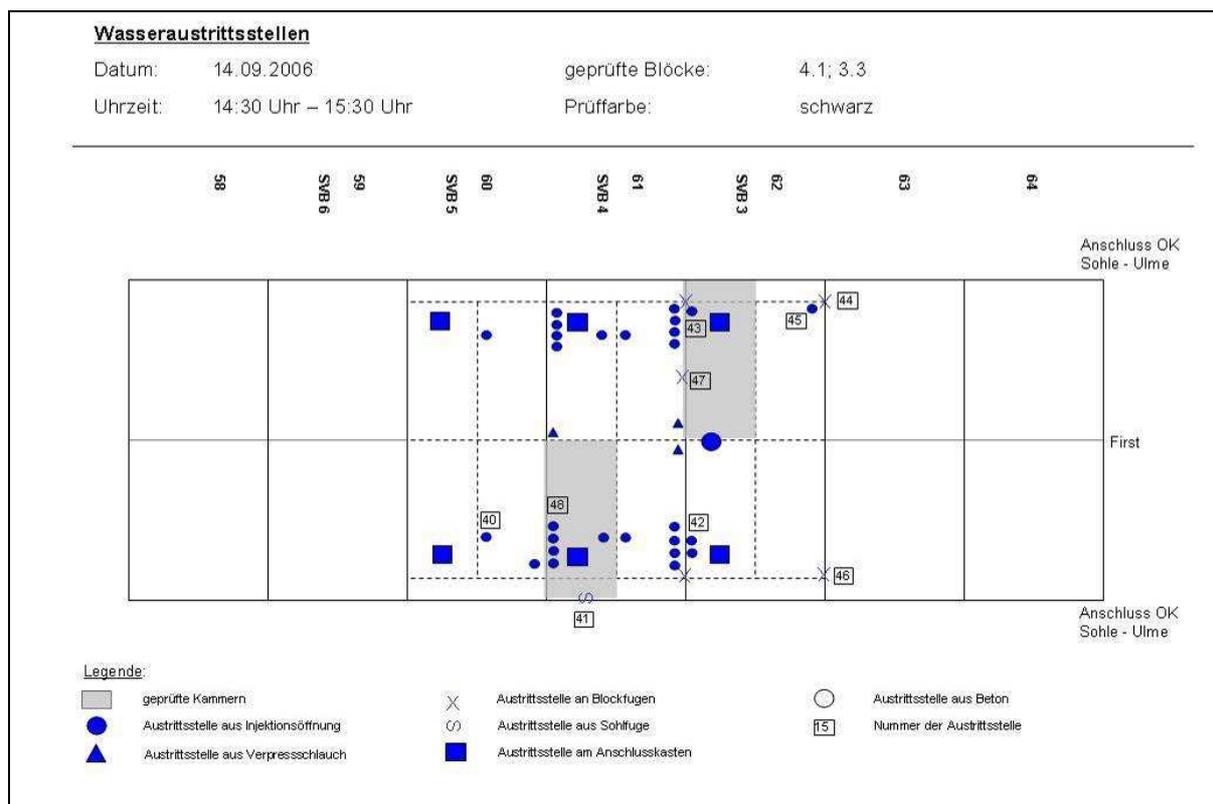


Bild 108: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung der FSB 62 (3.3) und FSB 61 (4.1)

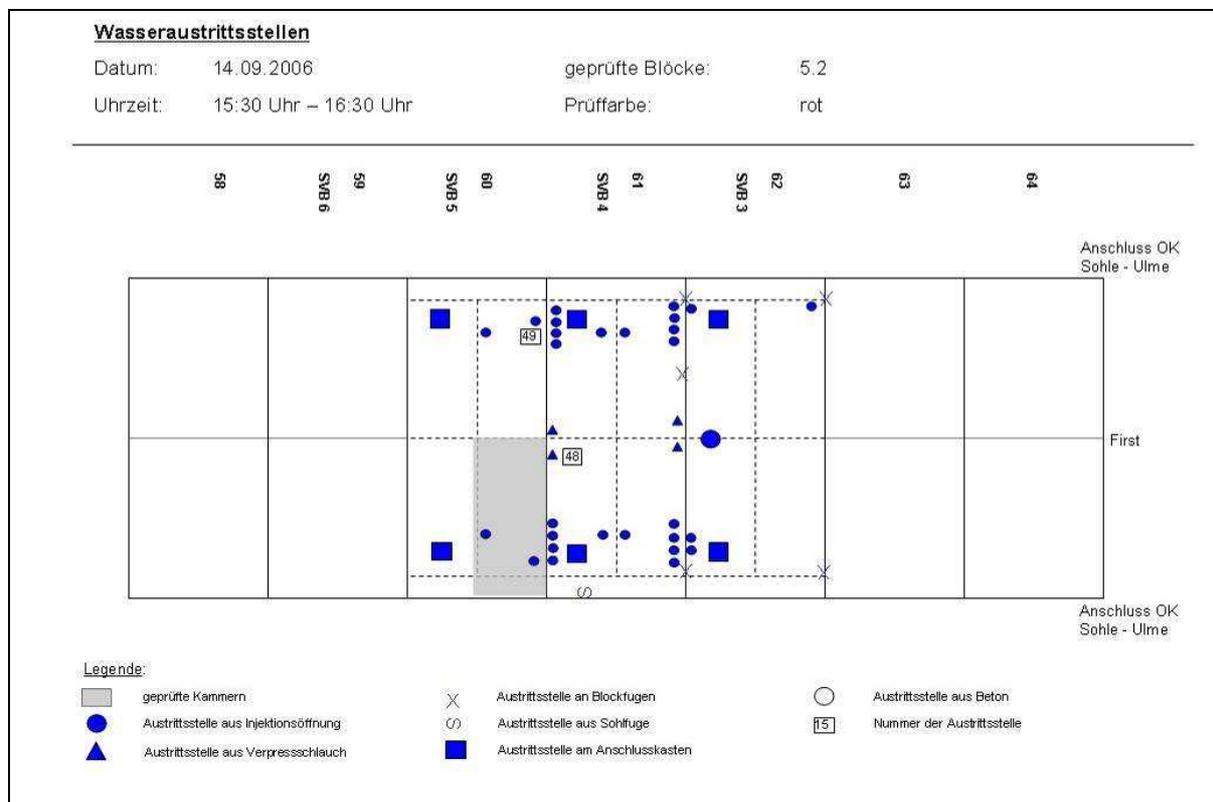


Bild 109: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung des FSB 60 (5.2)

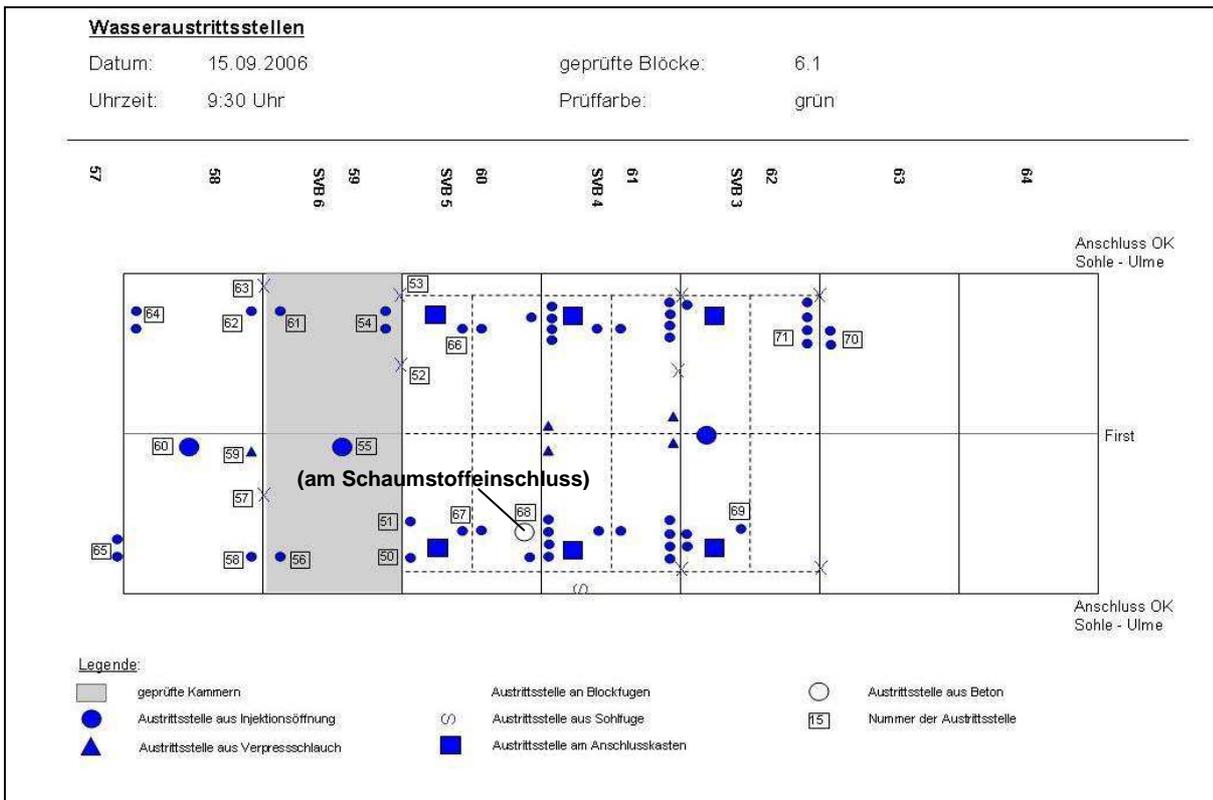


Bild 110: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung des FSB 59 (6.1)

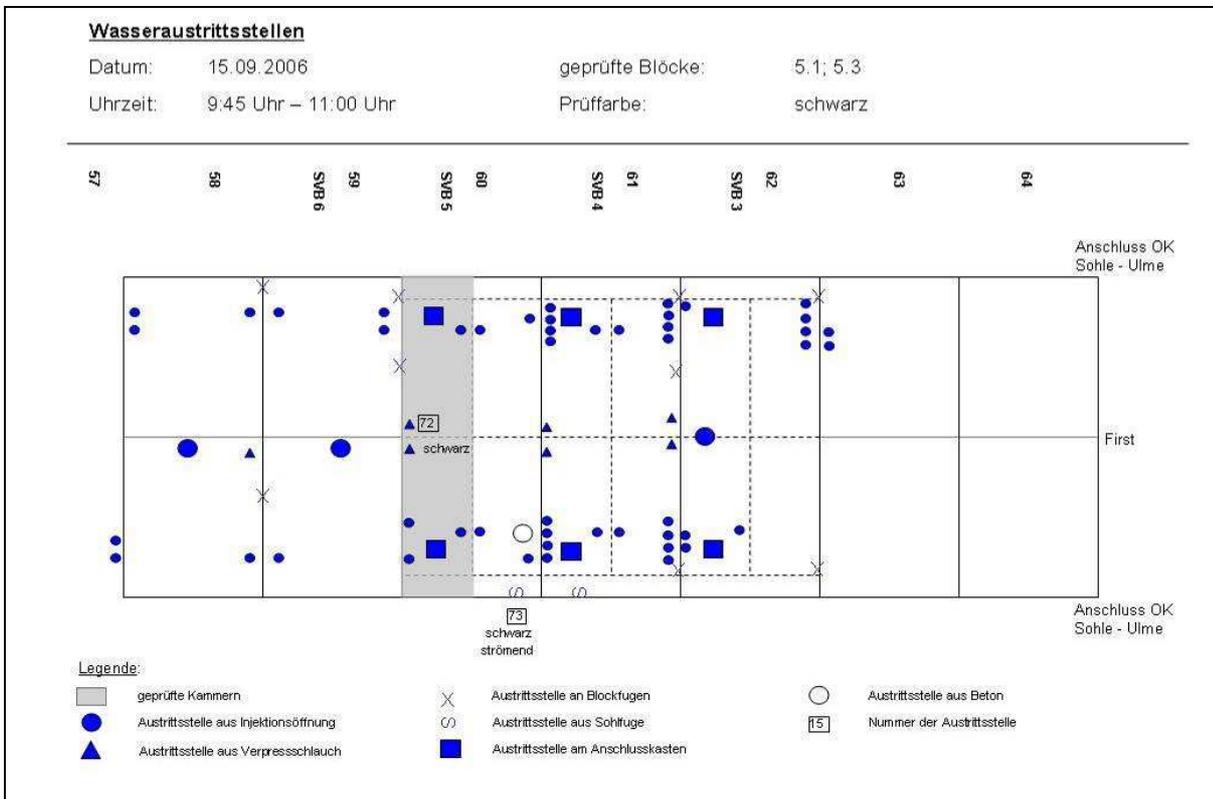


Bild 111: Wasseraustrittsstellen bei Prüfung des FSB 60 (5.1 und 5.3)

An der Blockfuge und an den Injektionsöffnungen war jeweils nur ein geringer Wasserverlust festzustellen, währenddessen an den Verpressschläuchen im Firstbereich der Abfluss verstärkt war.

Auch am Anschluss Sohle-Ulme war insbesondere bei der Prüfung der FSB 62 bis 59 ein starker Abfluss des eingefärbten Wassers zu verzeichnen. Dabei stieg das Wasser aus den unteren Bereichen der Fuge Sohle-Ulme nach oben auf und floss entsprechend der Sohlenlängsneigung ab, vergleiche Bild 112.

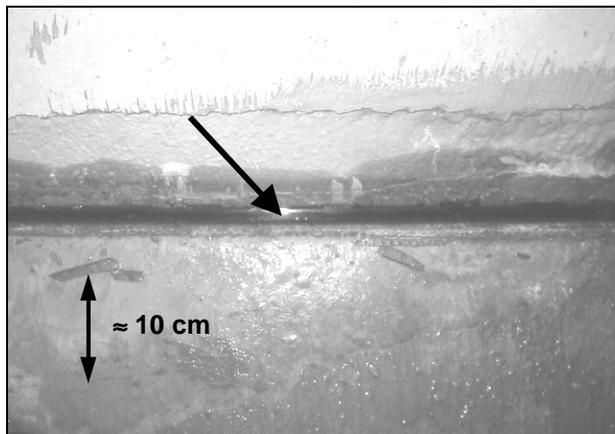


Bild 112: Wasserabfluss an Anschluss OK Sohle - Ulme Block FSB 60 

Der selbstverdichtende Beton zeigte, abgesehen von den aus den Injektions- und Verpressschläuchen resultierenden Problemen sowie den Schwachstellen, an der Arbeitsfuge Sohle-Ulme und der Blockfuge, keine Undichtigkeiten auf. Auch in den Bereichen des FSB 89, in denen der Beton augenscheinlich Entmischungen aufwies, trat kein Wasser aus dem Betongefüge aus.

Auch an den extra in die Tunnelinnenschale eingebauten Bauteilen, wie z.B. Halfenschienen, Zulagen und Wandnischen, waren keine Undichtigkeiten festzustellen. Lediglich aus den Kabelziehröhren in FSB 89 trat Wasser aus.

### 8.2.7 Messung des Druckabfalls

Untersuchungen zum Druckverlauf wurden exemplarisch an den FSB 88 und 61 durchgeführt. Nach Schließen des Hauptventils erfolgte ein sofortiger Druckabfall von 3 bar auf 1 bar und nachfolgend eine weitere Druckreduzierung auf unter 0,5 bar, was der maximalen hydrostatischen Druckhöhe der Kammer entspricht.

Es wird hier einmal mehr ersichtlich, dass die Kammern kein geschlossenes System darstellen. Auf weitere Untersuchungen des Druckabfalls wurde verzichtet, da durch die Messung der Wassermenge und die nachfolgenden visuellen Kontrollen alle relevanten Fragestellungen einer Lösung zugeführt werden konnten.

## 8.3 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zeigten, dass der selbstverdichtende Beton hinsichtlich der Wasserdichtigkeit der Tunnelinnenschale als geeignet zu bewerten ist.

Während in den Bereichen der Arbeitsfugen und der planmäßig eingebauten Injektionsschläuche, sowohl bei Fugen zwischen SVB-Blöcken als auch bei Fugen zwischen SVB und Rüttelbeton-Blöcken Wasseraustritt feststellbar war, zeigte das Gefüge des SVB selbst in den oberflächlich entmischten Bereichen eine hohe Dichtigkeit.

Der Grund für die Undichtigkeiten im oberen Bereich der Blockfugen liegt vermutlich an der unzureichenden Ausführung der Firstspaltverpressung.

## 9 Zerstörungsfreie Prüfungen

### 9.1 Einleitung

Im Folgenden werden die Durchführung und die Ergebnisse der zerstörungsfreien Prüfungen beschrieben.

Die Messung der Schalendicke der Innenschalenblöcke 59 bis 62, 88 und 89 des Fluchtstollens erfolgte mit dem Ultraschall-Verfahren. Die Messungen wurden von der Firma betontest Ingenieurleistungen durchgeführt. Die FSB 62 bis 59 wurden am 10.06.2006 geprüft und die FSB 89 und 88 ca. 2 Monate später.

Nachfolgend wird über die Vorgehensweise der Messungen berichtet und es werden die Ergebnisse dieser Messungen dargestellt.

### 9.2 Veranlassung

Die Schalendickenmessung von Tunnelinnenschalen im Schlossbergtunnel Dillenburg aus SVB wurde entsprechend der Anwendungsrichtlinie RI-ZFP-TU durchgeführt.

Betontest Ingenieurdienstleistungen besitzt die Anerkennung zur Ausführung derartiger Messungen sowie die Anerkennung zur Auswertung und Beurteilung seit dem 17.01.2002. Es wurde das bei der Zulassung benannte Verfahren und das dafür benutzte Messgerät eingesetzt. Baustellenaktivitäten und Witterungsverhältnisse, die die Qualität der Ergebnisse des zugelassenen Messverfahrens beeinträchtigen können, lagen nicht vor.

### 9.3 Ziel

Insgesamt waren sechs Blöcke gemäß RI-ZFP-TU zu untersuchen. Die für die Messung und Beurteilung relevante Information über die Sollstärke der Tunnelinnenschale in den einzelnen Blöcken wurde von der Baustelle mitgeteilt. Darüber hinausgehende Informationen sind für die Bestimmung der Innenschalendicke beim angewandten Verfahren nicht erforderlich.

### 9.4 Vorgehensweise

#### 9.4.1 Messraster

Das durch die RI-ZFP-TU vorgegebene Messraster umfasste Messspuren von 3,20 m Länge im First in Blockmitte und je vier längere Messspuren an den Blockenden, die nahezu die gesamte Ulme umfassten. Der Abstand der Messspuren am Rand zur Blockfuge betrug 20 cm. Die Messungen im Firstbereich erstreckten sich über die gesamte

Blocklänge. Der maximale Abstand der Messspuren darf richtliniengemäß 80 cm nicht überschreiten. Da der maximale Messspurenabstand in Tunnelängsrichtung 80 cm betrug, wurde bei den vorliegenden Blöcken teilweise von 80 cm abgewichen. Das Messraster im Fluchtstollen ist in Bild 113 dargestellt. Die Blocklängen L und die Anzahl der Messspuren sind Tabelle 24 zu entnehmen.

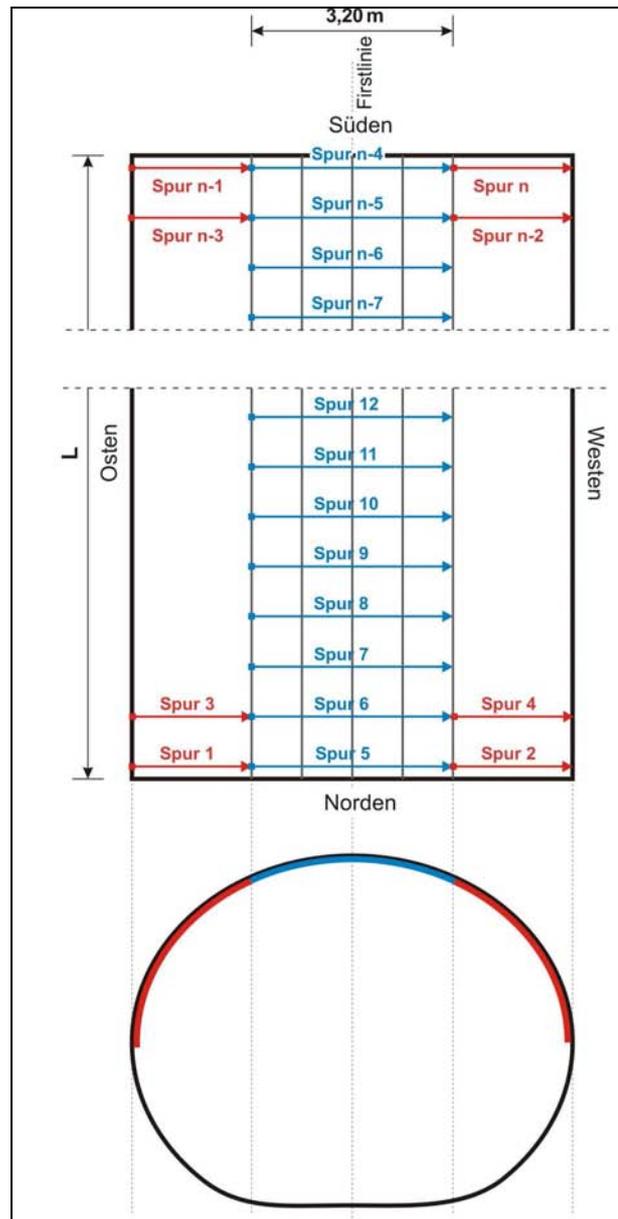


Bild 113: Lage der Messspuren

Tabelle 24: Längen L und Anzahl der Messspuren n in Bild 113

Block	Länge L	Anzahl der Messspuren n
FS 59 bis FS 62	6,17 m	17
FS 88	6,17 m	17
FS 89	6,00 m	16

### 9.4.2 Messablauf

Nach Aufzeichnung des Messrasters erfolgten die Messungen in der in Bild 113 dargestellten Sequenz. Die aufgenommenen Messwerte wurden unmittelbar nach erfolgter Messung hinsichtlich ihrer Aussagefähigkeit beurteilt. Es ergab sich aufgrund der ersten direkten Beurteilung der Messergebnisse keine Notwendigkeit einer Verdichtung des Messrasters, da die Befunde in der Zusammenschau eindeutige Aussagen erlaubten.

## 9.5 Messungen

### 9.5.1 Messgenauigkeit

In orientierenden, punktuellen Messungen wurde festgestellt, dass die geforderten Mindestdicken der Tunnelinnenschale bereichsweise deutlich überschritten wurden. Daher wurde ein einheitlicher Dickenmessbereich von 80 cm für die Messungen festgelegt, was zu einer Auflösung von weniger als +/-1,5 % bezogen auf die niedrigste Sollstärke der Innenschale führt.

### 9.5.2 Kalibrierung

Bei allen Messungen mit mechanischen Wellen ist die Kenntnis der Schallgeschwindigkeit im untersuchten Betonvolumen für die Interpretation der Messwerte hinsichtlich der Wanddicken unerlässlich. Die Ermittlung der Schallgeschwindigkeit wurde an Blöcken vorgenommen, deren Öffnungen zur Firstverpressung das Einhängen eines Hakens mit nachfolgender Meterstabmessung zuließen. Die tatsächliche Betondicke konnte dort auf einfachem Wege bestimmt und die Laufzeit des Ultraschalls gemessen werden. Die mittlere Schallgeschwindigkeit beträgt 2650 m/s (+/- 25 m/s). Die Umrechnung der gemessenen Laufzeiten in Wanddicken erfolgte mit dieser Schallgeschwindigkeit.

### 9.5.3 Ergebnisdarstellung

Die ermittelten Wandstärken sind im Abschnitt 9.7 in tabellarischer Form gegeben. Die Nummerierung der Messspuren entspricht der in Bild 113 gezeigten Anordnung. Die Lage der Messpunkte in Tunnellängsrichtung bezogen auf die nördliche Blockfuge befindet sich in der Spalte Position der Tabellen, die Lage in Umfangsrichtung in der Kopfzeile. Der Nullpunkt der Umfangsrichtung liegt in der Firstmitte. Für Messergebnisse, die die Sollwandstärke unterschreiten, wurde rote Textfarbe gewählt. Bei einigen Messpunkten des FSB 62 konnte kein Rückwandecho detektiert werden. Diese Stellen sind in den Tabellen mit n. d. (nicht

detektierbar) in blauer Textfarbe gekennzeichnet. Als Gründe für das Ausbleiben des Rückwandechos kommen unter anderem in Frage:

- starke Neigung der Rückwand gegenüber der Einschallebene (Tunnelinnenwand), wie sie beispielsweise bei planmäßiger Variation der Sollwanddicke innerhalb eines Blockes auftritt,
- großflächige Einbauteile (z.B. Leerrohre oder Ähnliches), die auch eine Interpolation aus Nachbarstützstellen vereiteln,
- Nischen,
- ungünstige Gesteinskonfiguration, d.h. starkes Kornrauschen, welches das Nutzsinal überdeckt.

Die Wandstärken im Firstbereich sind darüber hinaus als Falschfarbendarstellung (Contourplot) in Untersicht dargestellt. Die Tunnellängsrichtung ist nach Süden aufsteigend, die Querrichtung nach Westen.

## 9.6 Zusammenfassung

Zur Beurteilung der gemessenen Wandstärken muss der im Folgenden geschilderte physikalische Zusammenhang berücksichtigt werden. Die in der RI-ZFP-TU zugelassenen Verfahren zur Tunnelinnenschalendickenbestimmung stützen sich auf Versprünge der akustischen Impedanz innerhalb des Materials. Die akustische Impedanz ist das Produkt aus Dichte und Schallgeschwindigkeit. Der stärkste Versprung dieser Größe tritt typischerweise bei den vorliegenden Untersuchungen am Übergang Beton zu Luft bzw. Folie auf. Die Grenzfläche zwischen nachträglich eingebrachtem Verpressmaterial, welches eine geringe schalltechnische Anbindung zum Beton der Tunnelinnenschale aufweist, oder aber auch einzelne Betonierabschnitte können ähnliche Reflexionseigenschaften aufweisen wie der Übergang Tunnelinnenschalenrückwand zu Luft bzw. Folie. Klärung ist in diesem Fall nur durch zerstörungsarme Untersuchung herbeizuführen. Relevante Bereiche von Mindestdickenunterschreitung liegen immer dann vor, falls die gemessenen Wandstärken benachbarter Punkte in hinreichender Anzahl die Sollwandstärke um einen Betrag größer der absoluten Messtoleranz unterschreiten. Einzelpunkte mit Unterschreitung der Sollstärke können durch lokal ungünstige Anordnung von Gesteinskörnungen verursacht werden.

Tabelle 25 fasst die gemessenen Minderdicken zusammen. Die ermittelten Minderdicken in den FSB 59 und 62 waren vernachlässigbar. Die Ein-

zelauswertung der einzelnen FSB ist Abschnitt 9.7 zu entnehmen.

Tabelle 25: Soll / Ist-Vergleich der Wanddicken

lfd. Nr.	Block	Minimalwert	Sollwert	Bemerkung
1	FS 60	47 cm	50 cm	kleinflächige Minderdicke
2	FS 61	45 cm	50 cm	kleinflächige Minderdicke
3	FS 88	35 cm	40 cm	punktueller Minderdicke
4	FS 89	36 cm	40 cm	punktueller Minderdicke

Für diese Solldickenunterschreitungen sind folgende mögliche Ursachen in Betracht zu ziehen:

- die Wandstärke des Innenschalenbetons ist kleiner als die Sollwandstärke und es befindet sich kein oder zu wenig Verpressmaterial im fraglichen Bereich,
- das Verpressmaterial weist eine geringe schalltechnische Anbindung an die Innenschale auf,
- der w/z-Wert verspringt an der Grenzfläche,
- im Produktionsprozess wurde Beton über erstarrten Beton gepumpt, so dass sich eine innere Grenzfläche ausbildete,
- der Ausbruch des Gebirges war zu gering.

## 9.7 Einzelergebnisse

### 9.7.1 FSB 59 – Sollwanddicke 40 cm

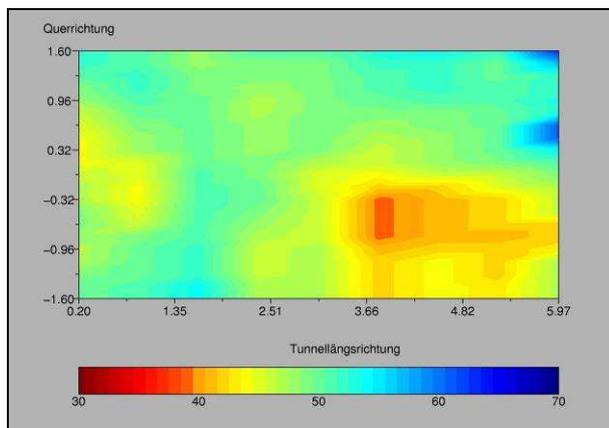


Bild 114: Contourplot FSB 59 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 26: Wanddicken Firstbereich FSB 59 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	50	48	46	46	52
6	1,00 m	51	49	45	50	51
7	1,80 m	54	51	51	50	48
8	2,60 m	47	47	49	47	51
9	3,40 m	47	46	45	49	51
10	4,20 m	42	39	44	49	53
11	5,00 m	44	41	46	49	54
12	5,48 m	43	41	46	50	52
13	5,97 m	47	42	49	53	63

### 9.7.2 FSB 60 – Sollwanddicke 50 cm

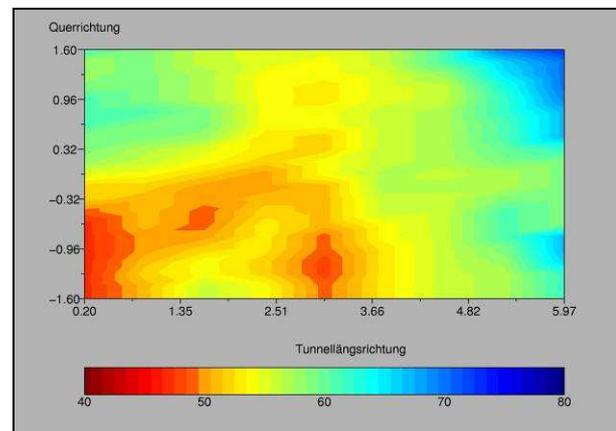


Bild 115: Contourplot FSB 60 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 27: Wanddicken Firstbereich FSB 60 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	47	47	55	61	61
6	1,00 m	51	50	54	61	59
7	1,80 m	56	50	52	59	56
8	2,60 m	54	53	50	54	55
9	3,40 m	49	49	54	54	55
10	4,20 m	53	54	57	56	56
11	5,00 m	56	56	56	57	61
12	5,48 m	57	61	57	62	70
13	5,97 m	62	67	59	67	73

### 9.7.3 FSB 61 – Sollwanddicke 50 cm

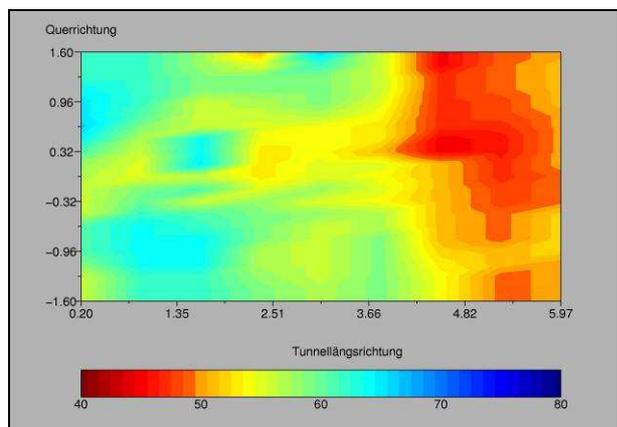


Bild 116: Contourplot FSB 61 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 28: Wanddicken Firstbereich FSB 61 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	56	61	57	65	62
6	1,00 m	62	64	55	61	62
7	1,80 m	62	64	56	56	58
8	2,60 m	59	59	53	56	51
9	3,40 m	57	56	55	57	66
10	4,20 m	59	59	54	54	56
11	5,00 m	54	51	51	47	45
12	5,48 m	49	49	47	48	49
13	5,97 m	50	52	49	50	50

### 9.7.4 FSB 62 – Sollwanddicke 40 cm

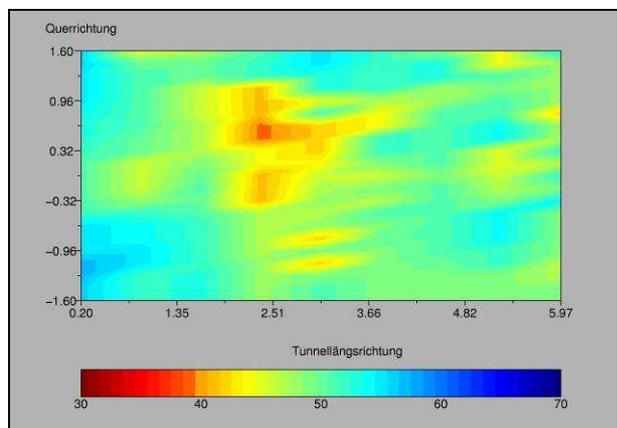


Bild 117: Contourplot FSB 62 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 29: Wanddicken Firstbereich FSB 62 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	56	55	51	54	56
6	1,00 m	52	54	46	51	45
7	1,80 m	53	52	50	46	47
8	2,60 m	48	47	41	41	51
9	3,40 m	51	42	46	51	55
10	4,20 m	49	50	46	44	52
11	5,00 m	49	51	49	51	49
12	5,48 m	49	54	46	51	44
13	5,97 m	n. d.				

### 9.7.5 FSB 88 – Sollwanddicke 40 cm

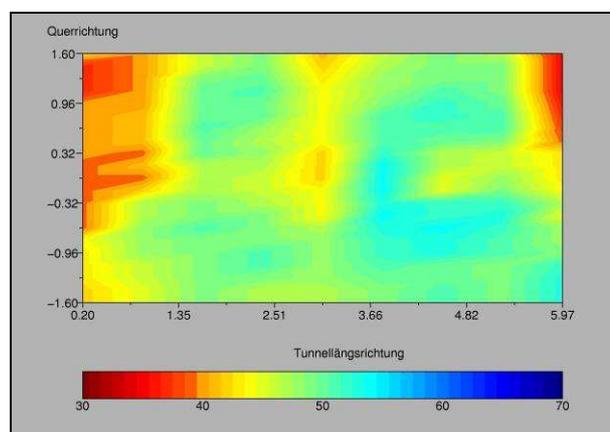


Bild 118: Contourplot FSB 88 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 30: Wanddicken Firstbereich FSB 88 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	42	44	39	40	42
6	1,00 m	45	48	39	41	40
7	1,80 m	49	49	47	50	46
8	2,60 m	47	49	46	50	49
9	3,40 m	47	48	42	44	41
10	4,20 m	49	52	54	51	46
11	5,00 m	51	53	45	52	49
12	5,48 m	49	51	48	51	47
13	5,97 m	53	48	43	37	35

### 9.7.6 FSB 89 – Sollwanddicke 40 cm

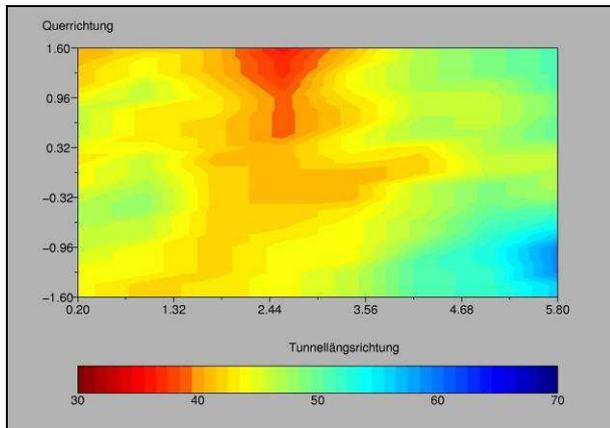


Bild 119: Contourplot FSB 89 (Achsen in Meter, Wanddicken in cm) – An den rechten Bildrand schließt sich der linke Bildrand der nächsthöheren Blocknummer an.

Tabelle 31: Wanddicken Firstbereich FSB 89 (in cm)

Spur	Position	1,6 m	0,8 m	0 m	0,8 m	1,6 m
5	0,20 m	44	46	44	46	41
6	1,00 m	42	46	46	43	42
7	1,80 m	43	42	42	43	41
8	2,60 m	44	43	41	39	36
9	3,40 m	46	44	41	42	41
10	4,20 m	51	47	42	46	47
11	5,00 m	52	52	46	46	49
12	5,80 m	56	56	47	49	51

## 10 Langzeitbeobachtung

### 10.1 Verformung der Konstruktion

Die Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Beton- bzw. Stahlverformungen erfolgte mittels eines mobilen Brückenverstärkers. Hierfür wurden in regelmäßigen Abständen über einen Zeitraum von 390 Tagen die Messwerte bestimmt. Als Dehnungsmessgeber dienten die selben DMS, die bereits in Abs. 6.4 beschrieben wurden. Demnach kann auch die Messstellenanordnung diesem Abschnitt entnommen werden.

Die Ergebnisse der Langzeituntersuchungen sind in den nächsten vier Bildern gezeigt. Je FSB wird ein Diagramm dargestellt. Die Messungen wurden nur an den FSB 62 bis 59 durchgeführt. Übereinstimmend in den vier Diagrammen ist zu erkennen, dass der Beton sich in den ersten 60 Tagen noch stärker verformt hat, ab diesem Zeitpunkt flachte der Anstieg der Verformung ab. Diese Entwicklung deckt sich annähernd mit den Labormessungen der Schwind- und Kriechverformungen (siehe Abs. 3.3.3.6 und 3.3.3.7). Die Betonverformung im betrachteten Zeitraum liegt im Bereich von 50 bis 100  $\mu\text{m/m}$ .

Wie schon bei den Verformungsmessungen während der Herstellung zeigen die Stahlverformungen (DMS 1 und DMS 2) keinen einheitlichen Trend, so dass diese Werte eher vernachlässigt und nicht weiter betrachtet werden sollten.

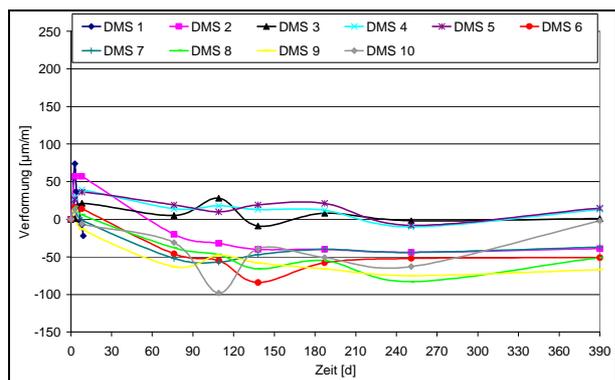


Bild 120: Ergebnisse des Langzeitmonitorings – FSB 62

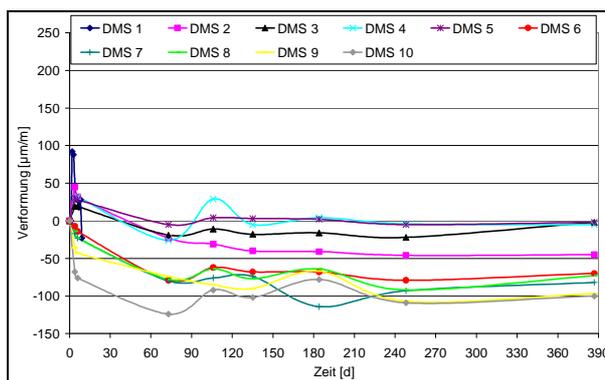


Bild 121: Ergebnisse des Langzeitmonitorings – FSB 61

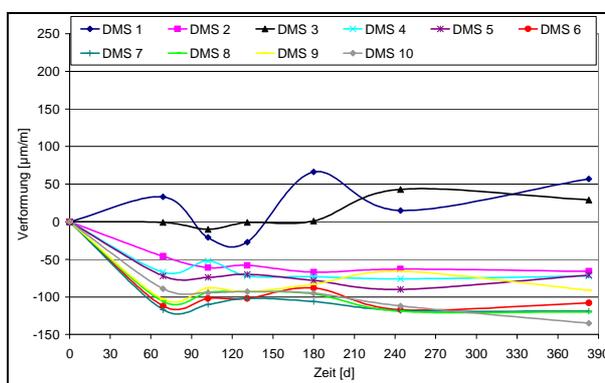


Bild 122: Ergebnisse des Langzeitmonitorings – FSB 60

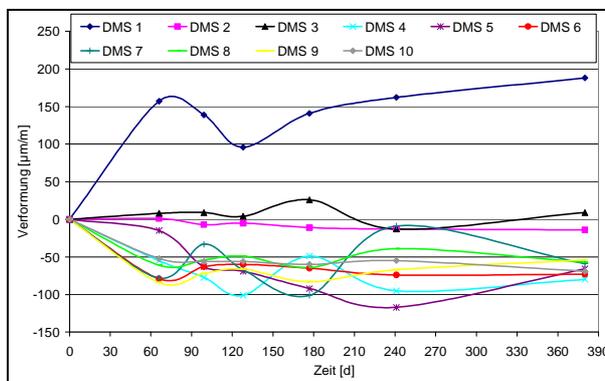


Bild 123: Ergebnisse des Langzeitmonitorings – FSB 59

### 10.2 Neigung der Rissbildung

#### 10.2.1 Bauwerk

In Abs. 7 wurde das Erscheinungsbild der sechs Innenschalen aus SVB über die Zeit beschrieben. Dabei wurde festgestellt, dass die sechs FSB keine markanten Risse aufweisen. Da aber SVB häufig im Vergleich zu Normalbeton eine erhöhte Druckfestigkeit besitzt und es bei zu geringen Bewehrungsgehalten zur Rissbildung und damit zur Undichtigkeit der Innenschale kommen kann, wird

folgend das Selbstheilungspotential des hier verwendeten SVB beschrieben. Die Untersuchungen erfolgten in Anlehnung der „Richtlinie für Wasserrunddurchlässige Bauwerke aus Beton“ (WU-Richtlinie) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb Entwurfsgrundsätze), da diese Richtlinie bereits die wirtschaftliche Nutzung des Selbstheilungseffektes enthält.

### 10.2.2 Rissheilung

Die Selbstheilung von Rissen ist ein Vorgang, bei dem mechanische, chemische und physikalische Prozesse synchron ablaufen. Der Grund für die Selbstheilung von Rissen ist eine Überlagerung mechanischer Vorgänge in Kombination mit verschiedenen Wachstums- und Quellprozessen, die abhängig von der Temperatur, dem wirkenden Wasserdruck und der Konzentration der daran beteiligten Stoffe sind. Der exakte bzw. prozentuale Beitrag der einzelnen Prozesse an der Selbstheilung ist jedoch nicht genau festzustellen.

Bei der Selbstheilung von Beton laufen unterschiedlichste Prozesse synchron ab. Dabei ist die Selbstheilung als Ganzes gesehen vorwiegend von drei verschiedenen Faktoren abhängig:

1. die Zusammensetzung des Betons,
2. das Durchflussmedium,
3. die Rissstruktur und die Vorgänge bei der Rissbildung.

### 10.2.3 Laboruntersuchungen

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Versuche sollten quantitative Aussagen über die Größe der Leckrate und deren zeitliche Entwicklung durch einen statischen Trennriss liefern. Der Umfang dieser Versuchsreihe zur experimentellen Untersuchung der Selbstheilung von Trennrissen im Beton umfasste zwei Versuchskörper. Im Vordergrund stand dabei die Untersuchung von zwei festgelegten Rissbreiten je Betonsorte. Die untersuchten Rissbreiten wurden aus praktischen Gesichtspunkten mit 0,1, 0,2 mm und 0,25 mm festgelegt [51].

Für die zur Untersuchung der Selbstheilung verwendeten Prüfkörper hatten folgende Geometrien:

- Höhe: 50 cm; Breite: 50 cm und Länge: 40 cm,
- Risslänge an der Oberfläche: 20 cm,
- Risslänge = Höhe: 50 cm.

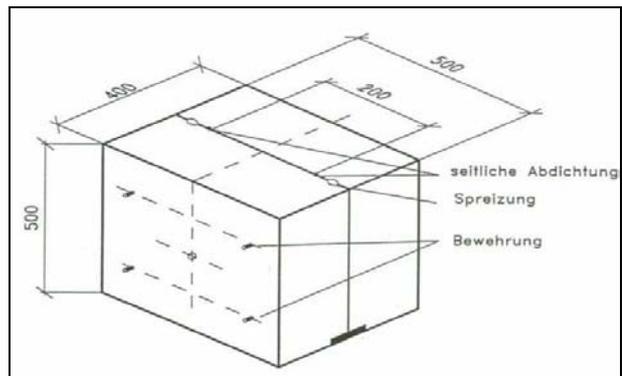


Bild 124: Versuchskörper für Selbstheilung

Die Prüfkörper wurden einem Arbeitsgang hergestellt. Dies gestaltete zwar die Risseintragung etwas komplizierter, jedoch erhielt man dadurch eine realistische Rissfläche.

Vier Tage nach Herstellung der Probekörper erfolgte die Risseintragung. Eine zuverlässige und exakte Risseintragung war dabei der wichtigste Faktor bei den durchgeführten Durchflussversuchen, da der Durchfluss maßgeblich von der Rissbreite abhängig ist. Die Eintragung der Trennrisse wurde mit Hilfe von Spezialkeilen erreicht.

Zur Einbringung eines gezielten und mittigen Trennrisses in den Beton (d. h. zur Sicherstellung der Sollbruchstelle) wurde dieser mit Querschnittschwächungen versehen. Dass heißt, auf der Schalung wurden an den Seiten, an denen der spätere Riss verläuft, so genannte Dreikantleisten angebracht. Mithilfe der Keile und sechs Messuhren je Prüfkörper wurden danach die zu untersuchenden Rissbreiten eingestellt. Die Risslänge an der Oberfläche des Betons betrug 18,4 bzw. 18,6 cm, die Risstiefe war 50 cm und entsprach der Höhe des Bauteils. Für das Prüfmedium Wasser ergeben sich laut den Informationen der Wasserwerke Leipzig ([www.wasser-leipzig.de](http://www.wasser-leipzig.de)) folgende chemischen Durchschnittswerte für das Jahr 2006:

- Calcium 90,40 mg/l; Gesamthärte 17,10 °dH;  
Magnesium 19,20 mg/l; Eisen <0,02 mg/l; Natrium 29,50 mg/l; pH-Wert 7,54; Sulfat 215 mg/l.

Seitlich wurde der Riss mit einem dauerelastischen Material, einer Dichtmasse (Quellflex), abgedichtet um somit die definierte Rissfläche zu erhalten.

Nach 28 Tagen erfolgte die erste Wasserbeaufschlagung der Risse. Es wurde dann in bestimmten Zeitabschnitten der Durchfluss gemessen. Eine Leckrate von 3 g/h galt dabei als trocken, da die Verdunstung in diesem Fall größer als der Durchfluss ist. Im Vorfeld wurde jedoch festgelegt, dass im Falle einer Leckrate unter 10 g/h die Versuchsparameter Druck oder Rissbreite geändert (in die-

sem Fall erhöht) werden, um dadurch weitere Erkenntnisse über den Selbstheilungsprozess zu erhalten. Eine ausführliche Versuchsbeschreibung kann [51] entnommen werden.

### 10.2.4 Versuchsergebnisse

Die Untersuchungen zur Selbstheilung von Rissen im Beton begannen nach 28 Tagen, da zu diesem Zeitpunkt das bei der Hydratation des Zementes gebildete  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ausreichend vorhanden ist. Dieses  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ist ein wichtiger Bestandteil der Calciumkarbonatbildung, die maßgeblich zur Selbstheilung der Risse beiträgt. Zusätzlich wurde der Druck variiert. Gesondert zur Messung des Durchflusses wurde in unregelmäßigen Abständen der pH-Wert des ausfließenden Wassers bestimmt um dadurch einen Zusammenhang zwischen der Selbstheilung und dem pH-Wert des ausfließenden Wassers herzustellen.

Aufgrund der gemessenen Durchflusswerte (siehe Bild 125 bis Bild 127 ) wurde für beide Prüfkörper der Druck nach 24 Stunden von 0,25 bar auf 0,5 bar erhöht. Eine Erhöhung des Wasserdrucks hat dabei keine Auswirkung auf die Rissbreite, da eine Rissbreitenänderung infolge eines höheren Wasserdrucks nie größer ist als 0,2 mm ( $\Delta w \leq 0,2\text{mm}$ ). Nach 48 Stunden wurde dann bei beiden Prüfkörpern die Rissbreite geändert. Das heißt, bei Prüfkörper I wurde die äußere Rissbreite von 0,1 auf 0,2 mm geändert. Bei Prüfkörper II wurde eine Rissweite von 0,2 mm auf 0,25 mm vorgenommen. Anschließend wurden die neu eingestellten Rissbreiten mit 0,25 bar Wasserdruck beaufschlagt. Nach vier Stunden wurde auch für diese Rissbreiten der Wasserdruck auf 0,5 bar erhöht. Die Untersuchung des SVB lässt sich deshalb in zwei große Abschnitte gliedern:

#### 1. Festgelegte Rissbreiten PK I 0,1 mm & PK II 0,2 mm

- Wasserdruck 0,25 bar ( $l=5$ ); Zeitraum: 0-24 h
- Wasserdruck 0,5 bar ( $l=10$ ); Zeitraum: 25-48 h

#### 2. Geänderte Rissbreiten PK I 0,2 & PK II 0,25 mm

- Wasserdruck 0,25 bar ( $l=5$ ); Zeitraum: 0-4 h
- Wasserdruck 0,5 bar ( $l=10$ ); Zeitraum: 5-27 h

Die Versuchsdauer betrug für den SVB insgesamt 75 Stunden.

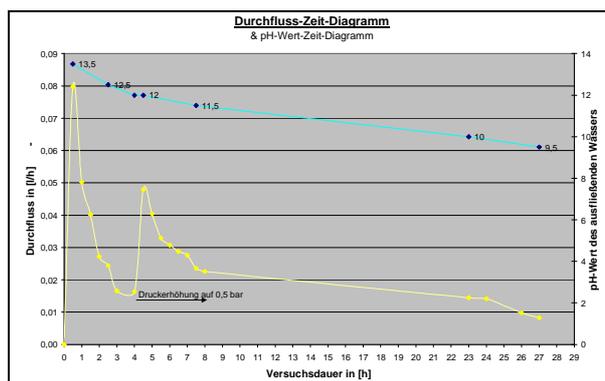


Bild 125: Durchfluss-Zeit-Diagramm von SVB - PK I nach der Rissvergrößerung auf 0,2 mm

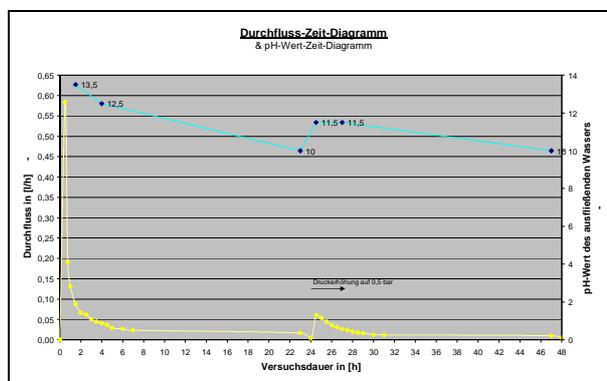


Bild 126: Durchfluss-Zeit-Diagramm von SVB - PK II bei einer Rissbreite von 0,2 mm

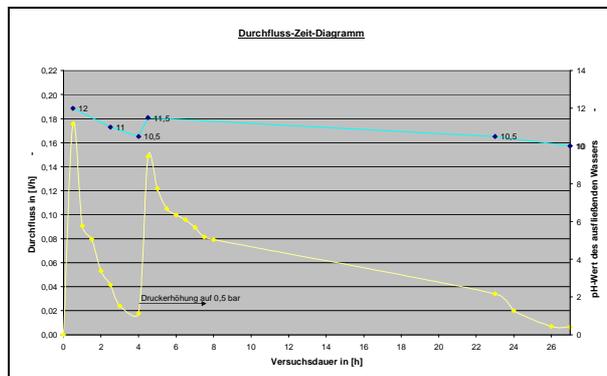


Bild 127: Durchfluss-Zeit-Diagramm von SVB - PK II bei einer Rissbreite von 0,2 mm

Bei den hier durchgeführten Untersuchungen des SVB zum Selbstheilungsverhalten von Trennrissen wurde festgestellt, dass bei Druckverhältnissen von bis zu 0,5 bar (bzw. einem Druckgefälle von 10), Risse im Beton bis zu einer Rissbreite von 0,2 mm komplett abdichten. Diese Rissbreite spiegelt dabei den zulässigen Rechenwert gemäß der WU-Richtlinie [49] bei einem Druckgefälle bis 10 wider. Hauptursachen der Selbstheilung könnten zum einen die  $\text{CaCO}_3$ -Bildung sein, zum anderen das mechanische Zusetzen der Trennrisse, was sich

vor allem bei kleineren Rissbreiten bemerkbar machte. Es war auffällig, dass vor allem in den ersten vier Stunden eine sehr starke Abnahme der Leckrate erfasst werden konnte, was vor allem auf die beiden genannten Ursachen zurückgeführt werden kann.

### **10.3 Zusammenfassung**

Basierend auf den Laborergebnissen kann festgehalten werden, dass der verwendete Tunnelinnenschalenbeton ein signifikantes Selbstheilungspotenzial aufweist. Dies liegt sicherlich an der Verwendung der Flugasche und im gewählten Wasser-Zement-Wert begründet. Für den hier betrachteten SVB kann in erster Linie die Bildung von Calciumcarbonat ( $\text{CaCO}_3$ ) als Hauptursache für die Rissheilung ausgemacht werden.

## 11 Aspekte der Wirtschaftlichkeit

### 11.1 Allgemeines

Die im Nachgang durchgeführte Kalkulation basiert auf Erkenntnissen und Erfahrungswerten aus verschiedenen realisierten Bauvorhaben. Es wird eine Zusammenfassung aus [50] gegeben. Eine direkte Wirtschaftlichkeitsberechnung des Schlossbergtunnels ist zum heutigen Zeitpunkt auf Grund der ausstehenden Nachkalkulation nicht möglich. Somit sind diese Erkenntnisse als grobe Anhaltswerte infolge einer überschlägigen Kalkulation zu verstehen und stehen nicht direkt mit dem BV „Schlossbergtunnel“ in Verbindung.

Entstandene oder voraussichtliche Kosten bei der Erstellung von Bauwerken wurden im Rahmen einer Kalkulation ermittelt. Dies setzt jedoch eine intensive Auseinandersetzung mit den im Rahmen von Bauvorhaben auszuführenden Arbeitsschritten und deren zeitliche, mengen- und wertmäßige Einordnung voraus. Bevor ein sinnvoller Vergleich zweier Tunnelbauwerke vorgenommen werden kann, muss im Vorfeld geklärt werden, auf welche Baufertigungsabschnitte sich die Verwendung unterschiedlicher Betone auswirkt. Dabei werden alle Bauabläufe betrachtet, auch wenn für die beide Tunnelbauwerke die gleichen Kosten angesetzt werden konnten.

Die für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung notwendigen Kostenkennwerte wurden auf Erfahrungswerten unterschiedlicher Tunnelbauwerke (Eisenbahntunnel, Straßentunnel) generiert.

Hierbei wurde ein fiktiver Tunnel betrachtet, der ausschließlich in bergmännischer Bauweise erstellt wurde. Er sollte eine Länge von 500 Meter haben und für Bundesstraßen konzipiert sein. Demzufolge war bei der Dimensionierung der Tunnelröhren ein Regelquerschnitt RQ 10,5 zu berücksichtigen. Beide Betone, sowohl der Normalbeton (NB) als auch der SVB wurden mittels Transportmischer angeliefert und über Betonpumpen eingebaut. Geht man davon aus, dass man für die Betonage und die vorbereitenden Arbeiten ca. eine Woche benötigt wird und die Schalwagenlänge 10 Meter beträgt, kann man die Bauzeit mit 12 Monaten veranschlagen.

Als Innenschalenbeton wurden Betone der Festigkeitsklasse C30/37 angesetzt, wie sie auch beim Schlossbergtunnel zum Einsatz kamen.

Die veranschlagten Rezepturen für die Betone sind in nachfolgender Tabelle aufgelistet und in Anlehnung an die verwendeten Betonzusammensetzungen beim Schlossbergtunnel gewählt worden.

Tabelle 32: Mischungsverhältnis NB und SVB

Material	NB	SVB
Zement	320 kg	360 kg
Flugasche	80 kg	150 kg
Gesteinskörnung	1771 kg	1637 kg
Fliesmittel	1,6 l	15,18 l
Wasser	170 l	167 l

Mit folgenden Volumina/Massen wurde überschlägig für den fiktiven Tunnel kalkuliert:

- Ausbruch des Gewölbes: 50.000 m<sup>3</sup>
- Bauwerksabdichtung: 35.000 m<sup>2</sup>
- Bewehrungsstahl: 900 t
- Beton für Sohle: 5.500 m<sup>3</sup>
- Beton für Gewölbe: 7.500 m<sup>3</sup>

### 11.2 Kostenentwicklung

Es ist notwendig zu unterscheiden, auf welche Arbeitsschritte sich eine Veränderung der Betonrezeptur und damit der Verarbeitungseigenschaften auswirkt. Nachfolgend soll erörtert werden welche Bereiche davon betroffen sind.

Bei der Betrachtung des Aufgabenfeldes Planung ist davon auszugehen, dass keine Mehr- oder Minderkosten sich einstellen. Sowohl in der Tragwerksplanung als auch in der Objekt-/Ausführungsplanung zu Beginn der Baumaßnahmen spielen die Verarbeitungseigenschaften vom Beton keine Rolle.

Die im Rahmen der Baustelleneinrichtung entstehenden zeitunabhängigen Kosten sind für Normalbeton als auch bei SVB ähnlich.

Es ist bekannt, dass Einbaugeschwindigkeiten von SVB höher sein können, als die von normalem Rüttelbeton. Eine Ursache dafür ergibt sich durch den Entfall des Verdichtungsprozesses. Dadurch muss der Betonageprozess nicht unterbrochen werden und ein kontinuierlicher Fortgang ist sichergestellt. Aus Erfahrungen kann abgeschätzt werden, dass bei ausreichender Mischwerkknzipierung bei einem Einbauvolumen von 250 m<sup>3</sup> (ein Betonageabschnitt) eine Zeitersparnis von 0,5-1 Tagen realisiert werden kann.

Bei dem fiktiven Tunnel bedeutet dies eine Verkürzung der Bauzeit um einen Monat. Damit verringern sich die zeitabhängigen Kosten bei der Verwendung von SVB im Vergleich zum Normalbeton.

Für die Kostenentwicklung im Bauabschnitt Ausbruch/Wasserhaltung lassen sich keine Unterschiede erkennen. Das Ausbruchvolumen wird al-

lein durch den benötigten Tunnelquerschnitt bestimmt und die Kosten der Wasserhaltung sind abhängig von den örtlichen Gegebenheiten und dem Grundwasserspiegel.

Analog der Wasserhaltung kann im Rahmen der Bauwerksabdichtung keine unterschiedliche Kostenentwicklung festgestellt werden. Auch wenn die Abdichtung direkt im Kontakt mit dem verwendeten Beton steht, gibt es keine gesonderten Anforderungen bei der Verwendung von SVB.

Die Betonarbeiten stellen mit knapp 20 % der Baukosten neben der Baustelleneinrichtung und den Ausbrucharbeiten einen der größten Kostenfaktoren dar. Der Praxis entnommen werden die Materialkosten für die Bewehrung und die eigentlichen Arbeiten im Rahmen der Betonage einzeln betrachtet.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde die Mindestbewehrung auf Grundlage der Begrenzung der Rissbreiten nach DIN 1045-1 ermittelt.

Bei SVB muss beachtet werden, dass aufgrund des höheren Mehlkornanteiles häufig höhere Druckfestigkeit vorhanden ist. Um diese Zunahme rechnerisch erfassen zu können, wird hier von einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 ausgegangen.

Vergleicht man nun die notwendige Mindestbewehrungsgehalte der beiden Betone, kann man feststellen dass durch die höhere Festigkeitsklasse beim SVB ein ca. 12 % höherer Bewehrungsgrad veranschlagt werden muss. Allerdings konnte beim Schlossbergtunnel nachgewiesen werden, dass der SVB keine höheren Anforderungen an den Bewehrungsgehalt bei Blocklängen von 5 m stellt. Das Ergebnis wäre somit noch positiver für den SVB ausgefallen, hätte man gleiche Bewehrungsgehalte angesetzt.

Der Einheitspreis für die Betonarbeiten wird aus drei unterschiedlichen Produktionsabschnitten errechnet und zusammengesetzt. Dieser enthält die Lohnkosten und sonstigen Kosten aus der Verlegung Bewehrung und dem Schalungsbau, sowie die Material-, Lohn-, und sonstigen Kosten der eigentlichen Betonage.

Da hier Einheitspreise vorliegen, müssen einige Annahmen getroffen werden.

Als kostenrelevant werden nur die Material- und Überwachungskosten für den Beton, Mehr-/Minderkosten beim Schalungsbau und der Bewehrung.

Als erstes werden die Materialkosten des Betons betrachtet. Legt man die für Normalbeton Werte für

den Sohlenbeton von 85 €/m<sup>3</sup> und dem Gewölbebeton von 130 €/m<sup>3</sup> zu Grunde, kann man über die einzelnen Ausgangsstoffe den Materialpreis für SVB ermitteln. Der Einheitspreis erhöht sich durch die Verwendung von SVB um 36,39 €/m<sup>3</sup> auf 169,39 €/m<sup>3</sup>.

Die im Rahmen einer Beweissicherung / Fremdüberwachung erforderlichen Untersuchungen verursachen weder Mehr- noch Minderkosten.

In der nachfolgenden Tabelle werden alle Kosten zusammengefasst, welche in [50] die Grundlage für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung des SVB im Vergleich zu Normalbeton bildeten. Wie bereits erwähnt, wurde diese Betrachtung nur überschlägig durchgeführt und nicht mit den tatsächlichen angefallenen Kosten des Schlossbergtunnels überprüft.

Betrachtet man das Ergebnis, so sind die Kosten für den Tunnel aus SVB nur etwa 6-7 % über dem aus herkömmlichem Beton. Dies ist in soweit erstaunlich, da sich die reinen Betonagekosten von Normalbeton (2.144.500,00 €) und SVB (2.724.310,00 €) um ca. 25-27 % von einander unterscheiden. Erklären lässt sich dies zum einen damit, dass die Betonarbeiten nur etwa ¼ der gesamten Baukosten vereinnahmen und die restlichen ¾ aus Arbeiten entstehen, die unabhängig von den beiden Betonagekonzepten voran schreiten. Zum anderen wirkt sich die Annahme einer verkürzten Bauzeit positiv auf das Gesamtergebnis aus. Jeder Monat der im Vergleich zum Normalbeton eingespart werden kann, verringert die Baukosten um den Betrag der zeitabhängigen Kosten der Baustelleneinrichtung. In diesem Beispiel handelt es sich dabei um ca. 105.000 € monatlich.

Tabelle 33: Vergleich der Gesamtkosten

Bauabschnitt	Menge/Einheit/ Bezeichnung	EP	NB	SVB
Bauzeit	Monate		12	11
Planung/Revisionsplanung Bestandsprüfung	Pauschal	400.000 €	400.000 €	
Baustelleneinrichtung/Baufeld beräumen	Zeitunabhängige Kosten	790.000 €	790.000 €	
	Zeitabhängige Kosten	1.250.000 € 1.259.454 €	1.250.000 €	1.259.454 €
Ausbruch incl. Sicherungsmaßnahmen	Pauschal	2.850.000 €	2.850.000 €	
Herstellen Sauberkeitssicht	6.000 m <sup>2</sup>	10 €/m <sup>2</sup>	60.000 €	
Herstellen bew. Sohlengewölbe einschl. Schalung, Bewehrungsstahl wird gesondert vergütet	5.500 m <sup>3</sup>	85 €/m <sup>3</sup>	467.500 €	667.645 €
		121,39 €/m <sup>3</sup>		
Herstellen bew. Gewölbe einschl. Schalung, Bewehrungsstahl wird gesondert vergütet	7.500 m <sup>3</sup>	130 €/m <sup>3</sup>	975.000 €	1.270.425 €
		169,39 €/m <sup>3</sup>		
Lieferrn Bewehrungsstahl	900 t		702.000 €	772.200 €
	1.008 t	780 €/t		
Bauwerksabdichtung 35.000m <sup>2</sup>	Pauschal	430.000 €	430.000 €	
Straßenbau	Pauschal	283.466 €	283.466 €	
Zerstörungsfreie Prüfung der Tunnelinnenschale, Entnahme von Betonproben	Pauschal	15.000 €	15.000 €	
<b>GESAMTSUMME</b>			<b>8.222.966 €</b>	<b>8.698.609 €</b>

### 11.3 Zusammenfassung

Betrachtet man den Aufbau von Tunnelbauwerken, so werden konventionelle Tunnelbetone der Konsistenzklassen F2 und F3 nach DIN EN 206-1 [54] meist unter erheblichen Aufwand verarbeitet und verdichtet. Die räumliche Enge und extrem hohe Bewehrungsgrade erschweren ein vollständiges Verfüllen und Verdichten des gesamten Tunnelquerschnittes.

Eine alternative zu den herkömmlichen Rüttelbetonen sind die selbstverdichtenden Betone, was hier untersucht wurde.

Neben der Arbeiterleichterung für die ausführenden Firmen ist auch die verkürzte Bauzeit ein Grund vermehrt SVB in Bauvorhaben zu verwenden. Als Nachteil sollten jedoch nicht die Empfindlichkeit gegenüber äußere Einflüsse und die damit verbundene Qualitätssicherung sowie die relativ hohen Materialkosten des SVB außer acht gelassen werden.

Es hat sich bei der überschlägigen Kalkulation gezeigt, dass der SVB im Bereich der Betonarbeiten ca. 25 % mehr Kosten verursacht als der konventionelle Rüttelbeton. Begründet wird dies zum einen durch die Mischungszusammensetzung und dem

damit verbundenen Einsatz von teureren Betonzustoffen/-mitteln. Des Weiteren ist im Rahmen der Verwendung von SVB eine besondere Rezeptur-entwicklung und Qualitätssicherung vorzusehen.

Betrachtet man jedoch das gesamte Bauvorhaben kann man feststellen, dass der prozentuale Anteil der Mehrkosten mit jeder zusätzlich berücksichtigten Leistung sinkt. Erklären lässt sich das damit, dass nicht alle Kosten durch die Materialwahl beim Betonieren beeinflusst werden, sondern unabhängig davon entstehen. Letztendlich verursachen die Betonarbeiten nur etwa 25 – 30 % der Baukosten. Dadurch lassen sich die Mehrkosten im Rahmen des gesamten Bauvorhabens auf 5-6 % reduzieren.

Eine Betrachtung der verbesserten Dauerhaftigkeitseigenschaften von SVB, was eine Auswirkung auf zukünftige Instandsetzungsmaßnahmen hat, wurde nicht betrachtet. Auch erfolgte keine Einbeziehung der qualitativ besseren Ausführungsqualität von SVB (siehe z.B. Abs. 8).

Unter Anwendung dieser Aspekte sollte sich die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung noch positiver für den Einsatz von SVB im Tunnelbau gestalten.

## 12 Zusammenfassung – Ausblick

Die besonderen Belange des Tunnelbaus, wie die geometrischen Verhältnisse, geringe bzw. variierende Wanddicken im Bereich von Aussparungen und schlechte Zugänglichkeiten, sprechen für den Einsatz von SVB bei der Herstellung von Tunnelinnenschalen. In ersten ausgeführten Pilotprojekten wurden bislang hauptsächlich verfahrenstechnische und materialtechnologische Fragen untersucht. Hierbei blieben tunnelbauspezifische Aspekte, wie beispielsweise die Ausführungsqualität und die Dichtigkeit des Betons in konstruktiv schwierigen Bauteilbereichen, das spezifische Schwindverhalten und die daraus abzuleitenden Erfordernisse bezüglich der Mindestbewehrung, Fragen des Verbundes, die Abdichtungsproblematik sowie die vollflächige Umschließung von Fugenbändern völlig außer Betracht.

Im Zuge des 4-streifigen Ausbaus der Bundesstraße B 277 zwischen Dillenburg und Haiger wurde der 782 m lange Schlossbergtunnel in Dillenburg / Hessen gebaut. Aus sicherheitstechnischen Aspekten erfolgte parallel zur Hauptrohre der Bau eines 550 m langen Fluchtstollens in bergmännischer Bauweise, für den 6 Blöcke als SVB-Konstruktionen ausgeführt wurden.

Unter Verwendung der vorhandenen Ressourcen, wie z.B. das Mischen in einer mobilen Baustellenmischanlage und der Verwendung gebrochener, kalzitischer Gesteinskörnung, konnte der eingesetzte SVB den Anforderungen hinsichtlich Robustheit beim Einsatz im Tunnelbau gerecht werden.

Die Betonzusammensetzung zeichnet sich durch eine Verarbeitungszeit von mindestens 2 Stunden, eine Ausschalfestigkeit von mindestens 3 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden und eine durch die Verwendung von Flugasche reduzierte Hydratationswärmeentwicklung aus. Hierdurch konnte eine rißerzeugende Zwangsspannung infolge Temperatur vermieden werden. Durch die im Qualitätssicherungssystem geforderte und auch eingehaltene Frischbetontemperatur von maximal 25 °C, konnte die maximalen Bauteiltemperatur auf 50 °C beschränkt werden, unabhängig von der Dicke der Tunnelinnenschale. Dies entspricht einem maximalen Temperaturanstieg infolge Hydratationswärme von etwa 30 K, was auch bei der Verwendung von konventionellem Innenschalenbeton üblich ist.

Die gesammelten Erfahrungen beim Einbau des SVB können prinzipiell als positiv bewertet werden. So erfüllte z.B. jeder auf der Baustelle angelieferte SVB die Anforderungen der Qualitätssicherung. Kein SVB der insgesamt eingebauten 255 m<sup>3</sup>

musste verworfen werden. Allerdings mussten infolge der enormen Fließfähigkeit des SVB erhöhte Abdichtungsmaßnahmen an den Stirnabschalungen vorgenommen werden. Abschaltungen mit z.B. aufblasbaren Gummischläuchen wären hier eine Alternative zu den konventionellen Stirnabschalungen.

Gute Ergebnisse wurden auch bei der Einbindung von Einbauteilen, z.B. Halfenschienen, erzielt. Hier liegt auch ein großes Potenzial für weitere Anwendungen im Tunnelbau. Aus Sicht der Forschungsnehmer macht es vor allem wirtschaftlich Sinn, ähnlich wie bei anderen Anwendungen von SVB im Ingenieurbau, wenn Tunnelbereiche mit komplizierten Geometrien, hohen Bewehrungsgraden und Einbauteilen, z.B. bei Kavernen, in SVB ausgeführt werden. Ein weiteres Anwendungsgebiet könnte z.B. das Betonieren mit SVB in der offenen Bauweise sein. Wird von der herkömmlichen Bauweise abgewichen und z.B. mit dem Bau der Deckenplatte begonnen. So können die Wände nicht mehr mit der konventionellen Bauweise errichtet werden. Hier würde die Anwendung von SVB eine wirtschaftlich sinnvolle Alternative darstellen.

Die gesammelten Erfahrungen beim Einbau des SVB können prinzipiell als positiv bewertet werden, SVB kann den z.T. schwierigen tunnelbauspezifischen Bedingungen standhalten. Der eingesetzte SVB hatte im Vergleich zu konventionellen Rüttelbeton keine nachteiligen Festbetonkennwerte. Wie aus zahlreichen anderen SVB-Projekten im Ingenieurbau bekannt ist, sind allerdings erhöhte Qualitätssicherungsmaßnahmen notwendig, um alle geforderten Eigenschaften zielsicher zu erreichen. Dieser Mehraufwand macht es aber notwendig, dass vor jeder Tunnelbaumaßnahme genauestens kalkuliert wird, ob und in welchen Bereichen der Einsatz von SVB sinnvoll ist.

Aufgrund der gesammelten Erfahrungen wird eine weitere Verwendung von SVB im Tunnelbau, speziell in Bereichen mit komplizierten Geometrien, hohen Bewehrungsgraden und Einbauteilen, z.B. Kaverne, empfohlen. Die Anwendung für die eigentliche Tunnelinnenschale ist unter technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu entscheiden.

## 13 Literatur

- [1] Berger-Böcker, T.; Blobner, A.: Selbstverdichtender Transportbeton: Anwendung mit Zustimmung im Einzelfall, beton, Heft 9, 2001
- [2] Bonni, Patrick.: „Hochwertige Brechsande und kubische Edelsplitle für den Lötschberg-Basistunnel“, Aufbereitungstechnik 41, 2000, Heft 8
- [3] Brameshuber, W.: Selbstverdichtender Beton, Schriftenreihe Spezialbetone, Band 5, Düsseldorf: Verl. Bau und Technik, 2004
- [4] Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Neue Prüfverfahren – Sedimentationsstabilität von selbstverdichtendem Beton, beton, Heft 1, 2003
- [5] Daczko, J. A.; Phillips, S. H. E.: „Self-Compacting Concrete in Underground and Mining Applications“, Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Okt. 2001
- [6] Dehn, F., Pierson, R., Orgass M.: Einsatz von selbstverdichtendem Beton im Tunnelbau – Versuchstunnel im Maßstab 1:1, 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, 2004
- [7] Dehn, F.: „Übertragbarkeit der Anforderungen nach DIN EN 206 1 bzw. DIN 1045 2 auf selbstverdichtenden Beton“, Seminar zu DIN 1045 1, Universität Leipzig 2000
- [8] Dehn, F.: „Selbstverdichtender Beton auf dem Weg zum geregelten Baustoff“, 4. Tagung Betonbauteile, Bauwerk-Verlag, Berlin 2001
- [9] Dehn, F.: „Betontechnologische Voraussetzungen zur Herstellung von selbstverdichtendem Beton“, Tagungsband 10. Leipziger Massivbau-Seminar, März 2000
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Fachbereich 07 des NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.): Heft 526: Sachstandsbericht, Selbstverdichtender Beton, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2001
- [11] Fraunhofer Informationszentrum Raum und Bau IRB (Hrsg.), ARCONIS –Spezial Band 1, Self Compacting Concrete, Selbstverdichtender Beton – Entwicklung, Projekte, Zukunft
- [12] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, 2. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001,
- [13] Grünwald: Teilbericht vom 28. Aachener Baustofftag, veröffentlicht in: beton, 2003
- [14] Jacobs, F.; Hunkeler, F.: „SCC for the Rehabilitation of a Tunnel in Zurich / Switzerland“, Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, 10.2001
- [15] Jolicoeur, C. et al. The Influence of Temperature on the Rheological Properties of Superplasticized Cement Pastes, Fifth Canmet/ACI International Conference, Rome, Italy, 1997
- [16] König, G.; Dehn, F.; Holschemacher, K.; Weiße, D.: „Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton“, Beton- und Stahlbetonbau (96), 2001, Heft 3
- [17] König, Holschemacher, Dehn (Hrsg.): Selbstverdichtender Beton – Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft, 1. Auflage, Berlin: Bauwerk Verlag GmbH, 2001
- [18] König, Gert; Tue, Ngyuen; Zink, Martin: „Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung“, 1. Auflage 2001, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [19] Lemmer, C.: Abnahmekriterium und bemessungsrelevante Kenngrößen von SVB. DAfStb-Forschungskolloquium Oktober 2000, TU Darmstadt
- [20] Meier, A.: 8. Holcim Betontagung, Schöneichtunnel Zürich – Instandsetzung mit SCC, 2002
- [21] Mork, J. H.: A Presentation of the BML Viscosimeter, in Produktion Methods and Workability of Concrete. PJM Bartons, DI. Marrs, DJ Cleland, Eds., E&FN SPON, London
- [22] Okamura H.; Ouchi M.: Self Compacting Concrete. Proceedings of the First International RILEM Symposium, Stockholm, 1999, pp.3-14
- [23] Ozawa, K.; Maekawa K.; Kunishima M.; Okamura H. Development of High performance concrete based on the durability design of concrete structures. 2. East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction January 1989
- [24] Pierson: „Qualitätssicherung beim Beton für Tunnelinnenschalen: Schadenssanierung und Maßnahmen zur Schadensvermeidung“, Tagungsband STUVA-Tagung 2001
- [25] Schießl, A.: Verbundverhalten von selbstverdichtendem Beton. 38. DAfStb-Forschungskolloquium, März 2000, TU München

- [26] Schlumpf, J.: „SCC beim Verbindungsstollen des Pumpwerks von Lutry VD“, Schweizer Baublatt, Heft 12, 1999
- [27] Schlumpf, J.: „Tunnel der Emmequerung in der Betonierphase“, Schweizer Baublatt, Heft 12, 1999
- [28] Uebachs, S.: Bericht, 28. Aachener Baustofftag, beton, Heft 4, 2003
- [29] Uomoto, T.; Ozawa, K. Recommendation for Self-Compacting Concrete, Research Subcommittee on Recommendation of Self-Compacting Concrete, Japan Society of Civil Engineers, Concrete Engineering Series 31, Tokyo, 1999
- [30] Versuchsstollen Hagerbach AG: „Untersuchungsbericht 1. Großversuch SCC-Innenringbeton“, SIKA AG, 1998
- [31] Wetzig, V.: SCC for tunnel-lining, Tagungsunterlagen 1st International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete, Stockholm/Schweden, 1999
- [32] Walraven, J. C.: 8. Holcim Betontagung, Anwendungen von SCC in den Niederlanden, 2002
- [33] DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Berlin 11.2003
- [34] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), 01.2003.
- [35] Schreiben vom 04.03.2005, Hr. Kühnelt, Z5sk-sn 15.0390/2003/ERB, Bundesanstalt für Straßenwesen.
- [36] Besprechungsvermerk vom 23.04.2004. SVB-Versuchsstrecke im Schlossbergtunnel – Dillenburg, Bundesanstalt für Straßenwesen.
- [37] DIN Fachbericht 100: „Beton“, Beuth-Verlag GmbH, Berlin 03.2003.
- [38] Richtlinie Innenschalenbeton. ÖVBB, Wien 10.2003.
- [39] DIN EN 934-2 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 2: Betonzusatzmittel; Definitionen und Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung, Berlin 2001.
- [40] DIN EN 196-1 [05.95]: Prüfverfahren für Zement, Bestimmung der Festigkeit. Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [41] DIN EN 196-3 [05.95]: Prüfverfahren für Zement, Bestimmung der Erstarrungszeit und der Raumbeständigkeit. Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [42] DIN EN 450 [01.95]: Flugasche für Beton; Definition, Anforderungen und Güteüberwachungen. Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [43] DIN EN 12620 [02.97]: Gesteinskörnungen für Beton einschließlich Beton für Straßen- und Deckschichten. Beuth Verlag, Berlin 1997.
- [44] Prüfung von Festbeton Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck Deutsche Fassung EN 12390-8:2000.
- [45] Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit (ISO 12572:2001); Deutsche Fassung EN ISO 12572:2001.
- [46] Heft 422, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Prüfung von Beton Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Ausgabe 1991.
- [47] Luping, T.; Nilsson, L.-O.: Rapid determination of chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. ACI Materials Journal, Vol. 89 (1992), pp. 49-53.
- [48] Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme. Deutsche Fassung EN 1097-6. (01.2001).
- [49] DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, Ausgabe November 2003
- [50] Hertel, S.: Untersuchung zur Wirtschaftlichkeit von SVB für Tunnelinnenschalenbetone. Vertiefungsarbeit an der Universität Leipzig. 2006, unveröffentlicht.
- [51] Forster, A.: Untersuchung von Stahlbetonbauteilen aus SVB und UHPC hinsichtlich der Selbstheilung von Trennrissen. Diplomarbeit an der Universität Leipzig. 2006, unveröffentlicht.
- [52] DIN 1045-1 [07.2001] Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin 2001.
- [53] DIN 1045-2 [07.2001] Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 2: Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin 2001.
- [54] DIN EN 206-1 [07.2000] Beton Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität Deutsche Fassung EN 206-1:2000, Beuth Verlag, Berlin 2000.

[55] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton; Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115; Ausgabe: August 1995

[56] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin 1988.



## **Teil 2:**

### **Brandschutzverhalten von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Straßentunnelbau**



## Kurzfassung – Abstract

### **Brandschutzverhalten von Selbstverdichtendem Beton (SVB) im Straßentunnelbau**

Im Rahmen der hier dargestellten Untersuchungen wurden zunächst 30 kleinformative Prüfkörper (Würfel mit einer Kantenlänge von 300 mm) aus SVB unterschiedlicher Zusammensetzung einer Brandbeanspruchung nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING, Teil 5 Tunnelbau, unterzogen. Sowohl bei Normklima als auch im Wasserbad konditionierte Prüfkörper wurden untersucht.

Es konnten erste Rückschlüsse gezogen werden, wie sich einzelne Betonbestandteile insbesondere auf das Abplatzverhalten auswirken.

Da die Prüfkörpergröße und die -geometrie, die Bewehrung und die Belastung einen Einfluss auf das Verhalten unter Brandbeanspruchung haben, wurden die weiterführenden Brandversuche mit bewehrten Platten 600 mm x 500 mm x 300 mm durchgeführt. Bei der Auswahl der drei hierfür vorgesehenen SVB-Rezepturen wurden die Versuchsergebnisse der Würfelprüfungen und die schnellere Festigkeitsentwicklung von Betonen mit CEM I 32,5 R berücksichtigt. Zusätzlich aufgenommen wurde aus Vergleichszwecken ein vierter SVB, der zur Errichtung einer Versuchsstrecke (Fluchtstollen) für den Schloßbergtunnel (FE 15.390/2003/ERB) ursprünglich verwendet werden sollte.

Der Temperaturgradient, die Intensität der Abplatzungen sowie die Abplatztiefe korrespondierten bei den Plattenversuchen mit den Schädigungen, die mit den gleichen Rezepturen bei den Würfelprüfungen erzielt wurden. Gleiches galt für das Verhalten aufgrund der unterschiedlichen Konditionierung.

In einer weiteren Versuchsreihe mit drei Prüfkörpern kam die Einflussgröße „Belastung“ hinzu. Die bewehrten Platten wurden während der Brandbeanspruchung einer realitätsnahen Normalkraft ausgesetzt.

Bei dem untersuchten SVB V1-1 mit einem CEM I 32,5 R sowie quarzischen Gesteinskörnungen konnten die konstruktiven Randbedingungen der ZTV-ING, d. h. insbesondere eine maximale Betondeckung von 60 mm, eingehalten und für die unbelasteten und belasteten Platten auf einen Faserzusatz verzichtet werden. Diese Aussage kann, muss jedoch nicht zwingend für großmaßstäbliche Prüf-

körper mit realen Abmessungen gelten; insbesondere dann, wenn diese belastet werden. Gleichzeitig war es möglich, die Anforderungen der ZTV-ING in Bezug auf die Expositionsklasse und die Festigkeitsentwicklung des SVB einzuhalten. Bei den selbstverdichtenden Betonen, die mit kalzitischen Gesteinskörnungen hergestellt wurden, konnte der Zusatz von Kunststofffasern die Tiefe und Intensität von Betonabplatzungen verringern. Hier hat sich bei den hier verwendeten Fasern ein Gehalt von 2 bis 3 kg/m<sup>3</sup> als praktikabel herausgestellt.

Weiterhin wurde ein Einfluss der Belastung auf das Abplatzverhalten beobachtet. An einem großmaßstäblichen Gewölbeversuch wurden die Ergebnisse der unbelasteten und belasteten Plattenversuche verifiziert.

Der Originalbericht enthält als Anlagen eine Zusammenstellung der Betone sowie Frisch- und Festbetonkennwerte (Anl. 1), Bilddokumentation und Ergebnisübersicht der Brandprüfungen (Anl. 2), Darstellungen der Temperaturverläufe der Versuche und der Plattenversuche (Anl. 3 und 4) sowie Angaben zur Bewehrung des Gewölbes (Anl. 5). Auf die Wiedergabe dieser Anlagen wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Verweise auf die Anlagen im Berichtstext wurden zur Information des Lesers beibehalten.

### **Fire prevention properties of self-compacting concrete (SCC) in road tunnel construction**

In the frame of the here shown investigations 30 test specimens with a small format (cubes with an edge length of 300 mm) made of SCC of varying composition have been tested under the temperature-time-curve according to ZTV-ING, Part 5, Tunnel Construction. The specimens were cured under standardised conditions as well as submerged under water.

First conclusions have been drawn how single concrete ingredients affect especially the spalling behaviour.

As the specimens size and geometry, the reinforcement and loading have an influence on the

behaviour under fire exposure additional fire tests on reinforcement plates with 600 mm x 500 x 300 mm size were executed. For the selection of the provided three SCC mix designs the results of the cube tests and the faster strength development of concretes with CEM I 32,5 R have been taken into account. As for comparison purposes a fourth SCC was accepted which should be used for the erection of a test tunnel, so-called Schloßbergtunnel (evacuation gallery) (FE 15.390/2003/ERB).

The temperature gradient, the spalling intensity and the depth for the plate tests correspond with the damaging of the cube tests for the same concrete mix designs. The same is valid for the different curing conditions.

In a further test series with three test specimens the parameter of "loading" was added. The reinforced plates were exposed to a realistic normal force.

Within the investigations for the certain SCC mix design V1-1 with CEM I 32,5 R and quartz aggregates the constructive regulations of ZTV-ING were fulfilled, that means especially a concrete cover of 60 mm at maximum, and for the unloaded and loaded plates a fibre addition hasn't been necessary. Simultaneously, the requirements of ZTVING concerning the exposure classes and strength development of SCC were kept. For selfcompactingconcretes produced with calcareousaggregates the depth and intensity of concretespalling was reduced by applying synthetic fibres.

Furthermore, the impact of loading on the spalling behaviour was observed and for a full size test the results for the unloaded and loaded plates were verified.

The original report contains a list of concretes as well as the reference values for freshly cast and set concrete (Appendix 1), picture documentation and an overview of the results of the fire tests (Appendix 2), graphs for the temperature curves obtained during the pretests and the plate tests (Appendices 3 and 4), as well as information about the reinforcement of the vault (Appendix 5). These appendices have not been included in this publication. They are, however, available from the Federal Highway Research Institute and may be viewed there. References to the appendices in the body of the report were retained for the information of the reader

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	85	4.5.2	Intensität der Abplatzungen .....	102
1.1	Selbstverdichtender Beton .....	85	4.5.3	Temperaturen im Bauteil .....	103
1.2	Brandverhalten von Normalbeton und Hochleistungsbetonen .....	86	4.5.4	Zusammenfassung der Versuche .....	103
1.3	Baulicher Brandschutz im Straßen- tunnelbau .....	87	<b>5</b>	<b>Verifizierung der Versuchs- ergebnisse durch einen Gewölbebrandversuch</b> .....	103
<b>2</b>	<b>Vorversuche</b> .....	87	5.1	Herstellung und Konditionierung des Prüfkörpers .....	103
2.1	Rezepturenentwicklung .....	87	5.2	Bestimmung von Materialkenn- werten .....	103
2.2	Bezeichnung der Versuchskörper .....	89	5.3	Durchführung der Brandprüfung .....	104
2.3	Herstellung der Prüfkörper .....	89	5.4	Beobachtungen und Ergebnisse .....	105
2.4	Konditionierung der Prüfkörper .....	89	5.4.1	Abplatzungen und Rissbildung .....	105
2.5	Bestimmung von Materialkenn- werten .....	90	5.4.2	Temperaturen im Bauteil .....	105
2.6	Durchführung der Brandprüfungen .....	91	5.4.3	Zusammenfassung und Wertung der Versuchsergebnisse .....	106
2.7	Beobachtungen und Ergebnisse .....	91	<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Schlussfolgerungen</b> .....	107
2.7.1	Differenzen der Prüfkörper- massen .....	92	<b>7</b>	<b>Literatur</b> .....	109
2.7.2	Maximaltemperatur in 50 mm Probewürfeltiefe .....	92			
2.7.3	Abplatzungen und Rissbildung .....	93			
2.8	Zusammenfassung der Vor- versuche .....	96			
<b>3</b>	<b>Unbelastete Platten</b> .....	96			
3.1	Herstellung der Prüfkörper .....	97			
3.2	Durchführung der Brand- prüfungen .....	97			
3.3	Bestimmung von Materialkenn- werten .....	97			
3.4	Beobachtungen und Ergebnisse .....	98			
3.5	Zusammenfassung der Versuchs- ergebnisse .....	100			
<b>4</b>	<b>Belastete Platten</b> .....	100			
4.1	Herstellung der Prüfkörper .....	100			
4.2	Bestimmung von Materialkenn- werten .....	101			
4.3	Belastung der Platten .....	101			
4.4	Durchführung der Brandprüfung .....	101			
4.5	Beobachtungen und Ergebnisse .....	101			
4.5.1	Tiefe der Abplatzungen .....	101			



# 1 Einleitung

## 1.1 Selbstverdichtender Beton

Schon in den 1920er Jahren wurden vor allem in den USA Betone mit sehr fließfähiger Konsistenz, so genannte Gussbetone, eingebaut. Sie mussten von hohen Türmen aus selbsttätig in die Bauteile einfließen und sich selbst verdichten. Nachteilig waren jedoch ihre sehr hohen Wassergehalte und die damit verbundene Entmischungsneigung sowie geringe Dauerhaftigkeit, was letztendlich mit der Einführung der Rütteltechnik 1926 zur Abkehr von dieser Technik führte [11], [14].

Die Entwicklung des selbstverdichtenden Betons (SVB) war eng mit den Entwicklungen von Betonverflüssigern (BV) und Fließmitteln (FM) verbunden.

Seit den 1970er Jahren gab es Fließbetone, deren Konsistenz mit Hochleistungsverflüssigern eingestellt wurden und deren Qualität höher als die der Gussbetone war [14]. Im Unterschied zu SVB verdichteten sich diese Betone jedoch nicht selbst, sondern erst unter Zuführung zusätzlicher Energie. Nach DIN 1045:1988-07 wurden diese Betone in den Konsistenzbereich KF eingeordnet, d. h. ihr Ausbreitmaß lag im Bereich von 48 cm bis 60 cm. Dadurch wurde der Verdichtungsaufwand minimal.

In den 1980er Jahren begann man in Japan mit der Entwicklung selbstverdichtender Betone. Sie sind durch eine sehr gute Fließfähigkeit und Selbstnivellierung gekennzeichnet, ohne dass dabei - wie bei Gussbetonen - eine Sedimentation der Gesteinskörnungen auftritt. Der SVB entlüftet beim Einfließen in die Schalung fast vollständig und verdichtet sich allein unter Wirkung seines Eigengewichts; zusätzliche Verdichtungsenergie ist nicht erforderlich. Dabei füllt er alle Hohlräume und Bewehrungszwischenräume nahezu aus.

Die Eigenschaft des SVB, sich vollständig zu nivellieren, konnte schon bei der Anwendung von hochfesten Betonen beobachtet werden. Betone mit hohen Zementgehalten und vermindertem Größtkorndurchmesser ließen sich sehr gut in eng bewehrte Bauteile pumpen und füllten dabei alle Hohlräume aus, ohne dass hierzu Rüttelenergie erforderlich gewesen wäre [5].

Erreicht werden diese Merkmale im Wesentlichen durch die Reduktion des Gehalts an groben Gesteinskörnungen, einem erhöhten Mehlkorngesamtgehalt, durch den sich das Wasser-Mehlkorn-Verhältnis w/m auf  $\sim 0,30$  reduziert, sowie durch hochwirksame Fließmittel.

Die Mehlkornsuspension ist wegen des geringen Wasseranteils sehr viskos, trägt dadurch die groben Gesteinskörnungen und verhindert deren Absetzen. Durch die Fließmittel wird die Fließgrenze der Suspension auf fast Null herabgesetzt und ein selbsttätiges Fließen ermöglicht. Der Einsatz von Stabilisierern kann erforderlich werden, sofern der Beton zum Sedimentieren neigt, d. h., sich die groben Bestandteile nach unten absetzen (Entmischen) und sich an der Oberfläche eine Schicht aus Wasser bildet (Bluten).

Entsprechend den Ausgangsstoffen kann SVB in drei Typen unterteilt werden [2]:

- Mehlkorn-Typ (Powder Type)
- Stabilisierer-Typ (Viscosity Agent Type)
- Kombinations-Typ (Combination Type)

Der Mehlkorn-Typ ist ein SVB, bei welchem lediglich grobe Gesteinskörnungen gegen feinere Materialien ausgetauscht werden. Er kommt ohne den Zusatz von Stabilisierern aus, da er durch seinen Feinststoffanteil eine hohe Viskosität besitzt.

Dagegen wird der Mehlkorngesamtgehalt beim Stabilisierer-Typ nur wenig erhöht. Dies macht stabilisierende Zusatzstoffe erforderlich. Selbstverdichtende Betone dieses Typs kommen in der Praxis jedoch so gut wie nicht vor.

Der Kombinations-Typ entspricht einem SVB-Mehlkorn-Typ, dem kleine Mengen an Stabilisierern zugegeben werden, um ihn unempfindlicher gegenüber Schwankungen in den Ausgangsstoffen, insbesondere hinsichtlich schwankender Gesteinskörnungseigenschaften, zu machen.

Die Frisch- und Festbetoneigenschaften basieren beim 5-Stoff-Gemisch SVB allein auf der Variation der Ausgangsstoffe Zement, Gesteinskörnung, Wasser, Zusatzstoffe und Zusatzmittel. Tab. 1 zeigt Beispiele möglicher Varianten [4]:

Stoff	Beispiele für Varianten
Zement	Zementarten Zementfestigkeitsklassen Zemente mit besonderen Eigenschaften
Gesteinskörnung	Normal, leicht, schwer Natürlich, künstlich Sand, Kies Brechsand, Splitt Rezyklierte Gesteinskörnung Kornaufbau, Sieblinie
Wasser	Begrenzung betonschädlicher Inhaltsstoffe
Zusatzstoffe	Flugasche, Traß, Silikastaub Gesteinsmehl Pigmente, Kunststoff, Kunststoffdispersion Fasern (Stahl, Glas, Kunststoff)
Zusatzmittel	BV, FM, LP, DM, VZ, BE, EH, ST, CR, RH

Tab. 1: Beton als 5-Stoff-System [4]

Die Ausnutzung dieser Bandbreite an Variationsmöglichkeiten lässt die Herstellung von Betonen jeglicher Festigkeitsklassen und mit vielfältigen Eigenschaften zu:

- Beton mit normaler Festigkeit (Normalbeton);
- Hochfester Beton;
- Béton de Poudre Réactive bzw. Reactive Powder Concrete (RPC);
- Hochleistungsbetone, einschl. SVB.

Weitere Vorteile, die für die Verwendung von SVB sprechen:

- Herstellung geometrisch anspruchsvoller Bauteile mit hohem Bewehrungsgrad möglich, da Verdichtung entfällt;
- Gleichmäßige Betonqualität über den gesamten Querschnitt;
- Bessere Sichtbetoneigenschaften;
- Keine Gesundheitsgefährdung beim Betonieren durch das Vibrieren (Weißes-Finger-Syndrom);
- Kein Rüttellärm;
- Vollständige Verdichtung ohne Rüttler;
- Geringerer Schalungsverschleiß;
- Einbringen erleichtert, da weniger Ortswechsel;
- Gesamtleistungssteigerung, verkürzte Bauzeiten;

- Einsparung von Personalkosten, da das Einbringen und Verteilen des Frischbetons weniger Mitarbeiter erfordert.

## 1.2 Brandverhalten von Normalbeton und Hochleistungsbetonen

Zum Brand- und Abplatzverhalten von Bauteilen aus Normalbeton gab es in den vergangenen Jahrzehnten zahlreiche Untersuchungen, so dass man heute in der Lage ist, durch konstruktive Maßnahmen einen Tragfähigkeitsverlust von Bauteilen aus Normalbeton für die Dauer eines Brandes zu vermeiden.

Als Hauptursache für den Tragfähigkeitsverlust werden meist explosionsartige Betonabplatzungen infolge eines erhöhten Wasserdampfdrucks genannt. Daneben zählen insbesondere der Zementgehalt, aber auch zahlreiche andere Faktoren, wie beispielsweise die petrographische, d. h. die chemische und mineralogische Zusammensetzung der Gesteinskörnungen, die Bauteilabmessungen und die Lage der Bewehrung zu den Einflussgrößen für Betonabplatzungen.

Die Entstehung von explosionsartigen Abplatzungen bei Beton wird vielfach mit der Aggregatzustandsänderung des Porenwassers infolge der Erwärmung des Betonkörpers erklärt. Bei der Erwärmung strömt Wasserdampf zur beflamten Seite des Bauteils als auch ins Betoninnere, um in kälteren Zonen des Betonkörpers zu kondensieren und die dort vorhandenen Poren (insbesondere Kapillarporen) bis zur vollständigen Sättigung zu füllen. Die Weiterströmung des Wassers in den Querschnitt kommt dadurch zum Erliegen; eine Durchströmung dieser Kondensationszone ist nicht möglich. Die Verdampfung des Wassers kann nun nur in Richtung der beflamten Oberfläche erfolgen. Wird dabei die Zugfestigkeit des Betons erreicht, kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen des Betons [8], [13].

Explosionsartige Betonabplatzungen konnten in Brandversuchen auch bei Hochleistungsbetonen, zu denen auch der selbstverdichtende Beton (SVB) zählt, beobachtet werden. Hochleistungsbetone sind u. a. durch ein im Vergleich zum Normalbeton wesentlich dichteres Gefüge gekennzeichnet. Dieses gilt allgemein als Ursache für die frühzeitigen und im Unterschied zu Normalbeton stärkeren Abplatzungen. Durch die geringe Porosität der Hochleistungsbetone entsteht die Kondensationszone näher an der beflamten Oberfläche und führt folglich zu einem schnellen Anstieg des Wasserdampfdrucks.

Eine wirksame Reduzierung von explosionsartigen Abplatzungen, insbesondere bei Hochleistungsbetonen, kann ggf. durch die Zugabe von Fasern, durch zusätzliche poröse Mörtelschichten oder durch die Schaffung eines Porensystems erreicht werden, das zu einem ausreichenden Abbau des hohen Wasserdampfdrucks führt.

Aus mehreren Versuchen ist bekannt, dass durch die Zugabe von Kunststofffasern, wie z.B. Polypropylen-Fasern oder Stahl-Kunststoffasergemischen, das Abplatzverhalten von Betonen positiv beeinflusst werden kann. In welcher Art und Weise die Kunststofffasern dabei wirken, ist bisher noch nicht genau untersucht. Sie scheinen jedoch den Beton auf unterschiedlichem Weg mit einem wirksamen Porensystem zu versehen:

- Polypropylenfasern schmelzen einerseits bei thermischer Beanspruchung (ca. bei 160°C) und ermöglichen durchgängige Mikroporen und -kanäle.
- Andererseits werden durch das Zumischen dieser Fasern bei der Betonherstellung poröse Übergangszonen zwischen Matrix, Faser und Gesteinskörnungen gebildet, die ebenfalls den entstehenden Wasserdampf frühzeitig abströmen lassen können.

Durch die Zugabe von Stahlfasern erhöht sich einerseits die Aufheizgeschwindigkeit im Beton und damit ggf. der Beginn der Betonzerstörung. Andererseits können Stahlfasern verhindern, dass sich abgeplatzte Betonteile vom Bauteil lösen. Sie können damit für eine gewisse Zeit tiefer liegende Betonschichten vor einer direkten thermischen Beanspruchung und damit vor einem raschen Temperaturanstieg schützen. Diese Schutzwirkung geht jedoch aufgrund des Erweichens der Fasern bei länger andauernder Temperaturbeanspruchung verloren. Von einer grundsätzlich positiven Wirkung von Stahlfasern im Hinblick auf die Reduzierung von Abplatzungen kann jedoch derzeit nicht ausgegangen werden. Verschiedene Versuche zeigten, dass die Zugabe von Stahlfasern sogar die Empfindlichkeit des Betons bei hohen Temperaturen erhöht [6], [7].

Versuche, die speziell das Brand- und Abplatzverhalten von selbstverdichtendem Beton (SVB) zum Gegenstand hatten, sind bisher kaum veröffentlicht. In [9] ist der Einfluss der Temperatur auf mechanische Kennwerte von SVB dargestellt. Boström beschreibt in [1] Versuche an SVB-Stützen, bei denen bei einer allseitigen Brandbeanspruchung heftige Abplatzungen zu verzeichnen waren. Die Versuche zeigten auch, dass die Stärke der Abplatzungen durch die Zugabe von Po-

lypropylenfasern verringert werden konnte. Eine weitere Versuchsreihe zum Brandverhalten von SVB wurde an der Universität Stuttgart durchgeführt. Die Würfelprüfkörper wurden dort einer Brandbeanspruchung nach der Einheits-Temperatur-Zeit-Kurve (ETK) der DIN 4102-4 ausgesetzt [12].

### 1.3 Baulicher Brandschutz im Straßentunnelbau

Konstruktive Maßnahmen für die Sicherstellung des baulichen Brandschutzes im Straßentunnelbau werden in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Teil 5, Tunnelbau [16], für Tunnelnischen aus Normalbeton für die geschlossene und offene Bauweise angegeben.

Welche konstruktiven und betontechnologischen Maßnahmen erforderlich sind, um die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit auch von Tunnelnischen aus SVB im Falle eines Tunnelbrandes sicherzustellen, ist bisher noch nicht ausreichend erforscht.

Im Folgenden wird über Versuche unter Tunnelbrandbeanspruchung mit Prüfkörpern aus selbstverdichtendem Beton berichtet.

## 2 Vorversuche

In einem ersten Schritt wurden Würfel (300 mm x 300 mm x 300 mm) aus SVB unterschiedlicher Zusammensetzung und Konditionierung (Norm- und Wasserlagerung) einseitig beflammt und im Hinblick auf das Abplatzverhalten und den Temperaturgradienten untersucht.

Insgesamt wurden 30 SVB hergestellt, 13 mit grober kalzitischer Gesteinskörnung (gebrochen), 14 mit grober quarzitische Gesteinskörnung (Rundkorn) - alle jeweils ohne Faserzusatz - und drei kunststoffasermodifizierte SVB mit quarzitische Gesteinskörnung. Weiterhin wurden je drei konventionelle Rüttelbetone mit den beiden Gesteinskörnungsarten zum Vergleich untersucht.

### 2.1 Rezepturentwicklung

Für die Untersuchungen wurden SVB des Mehlkorn-Typs und des Kombinations-Typs entwickelt, die sich im Wesentlichen unterschieden durch:

- Art und Gehalt des verwendeten Zementes: CEM I 32,5 R; CEM II / A-LL 32,5 R und CEM III / A 32,5 N; 330 bis 360 kg/m<sup>3</sup>;
- Art und Gehalt der verwendeten Betonzusatzstoffe: Kalksteinmehl und Steinkohlenflugasche;
- Art und Gehalt der Gesteinskörnung: quarzitisches und kalzitisch sowie
- durch den Fasergehalt und die Fasergeometrie.

Die Rezepturenentwicklung erfolgte unter Berücksichtigung der Anforderungen an Tunnelinnenschalenbetone der ZTV-ING, Teil 3, Massivbau [15], und Teil 5, Tunnelbau [16].

Für eine möglichst breite Anwendung im Tunnelbau wurden die selbstverdichtenden Betone so konzipiert, dass sie den Beanspruchungen im Einheitsbereich von Tunneln in geschlossener und offener Bauweise entsprechen (Expositionsklassen XF 2 und XD 2).

Gemäß den Forderungen von ZTV-ING und DIN-Fachbericht 100 [3] waren die folgenden Anforderungen bei der Zusammensetzung der Betone einzuhalten:

- Mindestzementgehalt: 320 kg/m<sup>3</sup>,
- Druckfestigkeitsklasse:  $\geq$  C30/37,
- Wasser-Zement-Wert:  $\leq$  0,5.

In Abstimmung mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurden die folgenden Ausgangsstoffe verwendet:

#### □ Gesteinskörnungen:

Für die Herstellung der SVB mit kalzitischen Gesteinskörnungen kamen Ausgangsstoffe zum Einsatz, welche im Zuge der Errichtung der Versuchsstrecke Schloßbergtunnel (FE 15.390/2003/ERB) verwendet werden sollten. Die grobe quarzitisches Gesteinskörnung stammt aus der Region Leipzig.

In Anlage 1, Tabelle A9, sind die petrographisch-mineralogischen Eigenschaften der Gesteinskörnungen zusammengefasst.

Als feine Gesteinskörnung kam ein quarzitischer Sand von den Rheinischen Baustoffwerken, Werk Buir, zum Einsatz.

#### □ Zement und Betonzusatzstoffe:

Für die projektierten SVB wurden ein Portlandzement CEM I 32,5 R, ein Portland-Kompositzement CEM II / A-LL 32,5 R sowie ein Hochofenzement CEM III / A 32,5 N eingesetzt. Die Zementgehalte lagen zwischen 330 kg/m<sup>3</sup> und 360 kg/m<sup>3</sup>.

Als Betonzusatzstoffe wurden Kalksteinmehl und Steinkohlenflugasche verwendet.

#### □ Betonzusatzmittel:

Als Betonzusatzmittel kamen Fließmittel auf Polycarboxylatether-Basis zur Anwendung, die hinsichtlich ihrer Temperaturempfindlichkeit (Einfluss Luft- und Frischbetontemperatur) und ihres Verzögerungsvermögens ausgewählt wurden. Eine Verarbeitbarkeitszeit ab Herstellung von mindestens 2 Stunden wurde angestrebt.

Als stabilisierendes Betonzusatzmittel wurde ein Sedimentationreduzierer (SR) verwendet.

#### □ Fasern:

Für die fasermodifizierten Betone kamen multifamentige Polypropylenfasern (PP-Fasern) der Längen 6 und 12 mm zum Einsatz. Das spezifische Gewicht der PP-Fasern betrug 0,91 g/cm<sup>3</sup> und der Durchmesser war etwa 21  $\mu$ m. Die Zugabe der Fasern beim Mischen erfolgte zum Trockenge-misch.

#### □ Wassergehalt:

Alle projektierten SVB besaßen einen Wasser-Zement-Wert (w/z) von rund 0,5. In Abhängigkeit der Zementmengen schwankte der Gehalt an Anmachwasser im Bereich von 157 kg/m<sup>3</sup> bis 175 kg/m<sup>3</sup>.

Eine detaillierte Übersicht der untersuchten Betone ist in Anlage 1, Tabellen A1 bis A5, dargestellt. Neben den einzelnen Zusammensetzungen der Betone sind auch die entsprechenden Frischbetoneigenschaften, das Setzfließmaß mit Blockierung ( $sm_b$ ),  $t_{500}$ -Zeit ( $t_{500}$ ), Trichterauslaufzeit ( $t_{Tr}$ ) und die Frischbetonrohddichte ( $\rho_{Frisch}$ ) aufgeführt. Weiterhin werden die 28-Tage-Druckfestigkeiten und die Festigkeiten am Brandversuchstag aufgeführt. Die Prüfkörper für die Druckfestigkeitsbestimmungen wiesen eine Geometrie von 150 mm x 150 mm x 150 mm auf. Deren Konditionierung erfolgte entsprechend DIN EN 12390 zunächst sieben Tage unter Wasser und anschlie-

ßend bis zum Prüftag im Normklima (20 °C und 65 % rel. LF).

Zur besseren Beurteilung des Brandverhaltens der SVB wurden zusätzlich sechs konventionelle Rüttelbetone (Referenzbetone) für Tunnelinnenschalen nach ZTV-ING, Teil 5, Tunnelbau [16], untersucht. Die konzipierten Referenzbetone wiesen den Mindestzementgehalt nach ZTV-ING von 320 kg/m<sup>3</sup> und einen Steinkohlenflugaschegehalt von 80 kg/m<sup>3</sup> auf. Die Rüttelbetone können den Konsistenzbereichen F4 bis F5 zugeordnet werden.

## 2.2 Bezeichnung der Versuchskörper

Genauere Angaben zu den Betonrezepturen sind in Anlage 1 zu finden. Zur besseren Verständlichkeit der nachstehenden Ausführungen sollen in der umseitig stehenden Tabelle 2 die wesentlichen Bestandteile der verschiedenen SVB und Referenzbetone dargestellt werden.

## 2.3 Herstellung der Prüfkörper

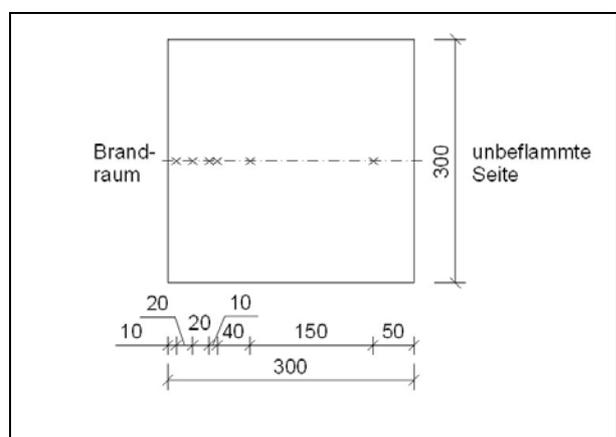
Für die Vorversuche wurden Würfel mit den Abmessungen 300 mm x 300 mm x 300 mm hergestellt. In verschiedenen Tiefen wurden dabei Thermoelemente (Thermoleitung NiCr-Ni, Typ K, 2 x 0,5 mm adrig) installiert, um während der Brandversuche die Temperaturentwicklung im Inneren der Prüfkörper zu messen.

Zusätzlich wurden Würfel mit 100 mm Kantenlänge für die Ermittlung der Feuchtigkeitsgehalte hergestellt.

## 2.4 Konditionierung der Prüfkörper

Es wurden jeweils zwei Würfel mit der gleichen SVB-Rezeptur hergestellt. Die Konditionierung des einen erfolgte nach sieben Tagen Wasserlagerung bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte. Der andere Prüfkörper wurde bis zum Versuchstag unter Wasser gelagert. Die Konditionierung der Würfel (100 mm Kantenlänge) für die Ermittlung der Feuchtigkeitsgehalte erfolgte in der gleichen Weise.

Ziel der Prüfung norm- und wassergelagerter Versuchskörper war es festzustellen, ob und wie sich der Feuchtigkeitsgehalt der SVB auf das Brand- und Abplatzverhalten auswirkt.



**Bild 1:** Lage der Temperaturmessstellen im Inneren der Würfel

Versuchs-Nr.	Gesteinskörnung	Zement	Betonzusatzstoff	Fasern
V1	kalzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V2	kalzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V3	kalzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V1-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V2-1	quarzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V3-1	quarzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V10	kalzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V11	kalzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V12	kalzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V10-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V11-1	quarzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V12-1	quarzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V30	kalzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
V31	kalzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	SFA	---
V32	kalzitisch	CEM III / A 32,5 N	SFA	---
V30-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
V31-1	quarzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	SFA	---
V32-1	quarzitisch	CEM III / A 32,5 N	SFA	---
NB1	kalzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
NB2	kalzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	SFA	---
NB3	kalzitisch	CEM III / A 32,5 N	SFA	---
NBK1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
NBK2	quarzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	SFA	---
NBK3	quarzitisch	CEM III / A 32,5 N	SFA	---
V16	kalzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V17	kalzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V18	kalzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V16-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V17-1	quarzitisch	CEM II / A-LL 32,5 R	KSM	---
V18-1	quarzitisch	CEM III / A 32,5 N	KSM	---
V19-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	KSM	---
V20	kalzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
V20-1	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	---
V20-1-5	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	3 kg/m <sup>3</sup> , L = 6 mm
V20-1-2-12	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	2 kg/m <sup>3</sup> , L = 12 mm
V20-1-2-6	quarzitisch	CEM I 32,5 R	SFA	2 kg/m <sup>3</sup> , L = 6 mm

Tab. 2: Überblick der Betonbestandteile für die Vorversuche

## 2.5 Bestimmung von Materialkennwerten

Die Druckfestigkeiten wurden am 28. Tag nach der Herstellung sowie am Versuchstag bestimmt. Zusätzlich wurde der Feuchtigkeitsgehalt am Brandtag ermittelt.

Die untersuchten Betone können mindestens der Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden. Je nach Zementgehalt und verwendeter Betonzusatzstoffe lagen die 28 Tage Druckfestigkeiten im Bereich von 50 bis 65 N/mm<sup>2</sup>.

In den Tabellen A1 bis A3 in Anlage 1 sind die jeweiligen Feuchtigkeitsgehalte der beprobten Betone gezeigt. Die Unterschiede zwischen der Lagerung unter Wasser und der Lagerung bei Normklima betragen etwa 1,0 bis 2,0 M.-%. Die normgelagerten Proben besaßen einen Feuchtigkeitsgehalt von im Mittel 3,2 M.-%, die wassergelagerten einen Feuchtigkeitsgehalt von im Mittel 4,8 M.-%.

## 2.6 Durchführung der Brandprüfungen

Im Rahmen der ersten Versuchsreihe wurden Würfel aus SVB unterschiedlicher Zusammensetzung und unterschiedlicher Konditionierung einseitig beflammt.

Dazu wurden jeweils drei Würfel wie in den Bildern 2 bis 4 dargestellt in den Brandofen eingebaut. Die drei Prüfkörper einer Versuchsreihe unterschieden sich im Wesentlichen durch den eingesetzten Zement. Sie wurden durch Steinwolle (Schmelzpunkt  $> 1.000^{\circ}\text{C}$ ) voneinander sowie von den Umfassungsbauteilen des Brandofens thermisch getrennt.

Auf der dem Brand abgewandten Oberfläche der Prüfkörper wurden zusätzlich zu den im Inneren der Würfel installierten Thermolemente Sensoren zur Messung der Oberflächentemperatur der Prüfkörper angebracht (2 Stück je Würfel). Hier wurden Mantelthermoelemente vom Typ K aus hitzebeständigem Edelstahl (Durchmesser 3 mm) verwendet.

Die Beflammung erfolgte in allen Versuchen nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING, Teil 5, Tunnelbau, Abschnitte 1 und 2 (vgl. Bild 6). Die Brandraumtemperatur wurde über den Mittelwert von sechs Mantelthermoelementen gesteuert, die im Abstand von 100 mm von der beflamten Oberfläche angebracht waren (in Anlehnung an DIN EN 1363-1:1999-10).

## 2.7 Beobachtungen und Ergebnisse

Bei großformatigen Prüfkörpern, die unter realistischen Bedingungen (Abmessungen, Geometrie, Einbausituation, Belastung etc.) geprüft werden, sind die Kriterien für ein „positives“ Brandverhalten letztlich das Erhaltenbleiben des Raumabschlusses und der Tragfähigkeit des Bauteils. Entscheidend hierfür ist die Tiefe und der Umfang der Betonabplatzungen, die zu einem Erwärmen der Bewehrung und somit früheren Versagen des Stahls führen kann.

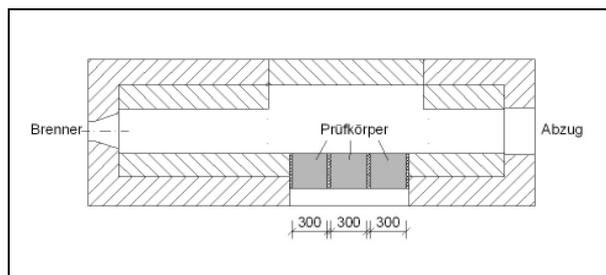


Bild 2: Versuchsaufbau - Grundriss des Brandofens

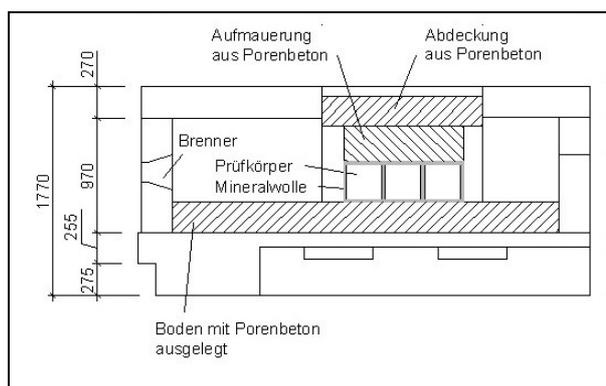


Bild 3: Versuchsaufbau



Bild 4: Ansicht von der unbeflammten Seite

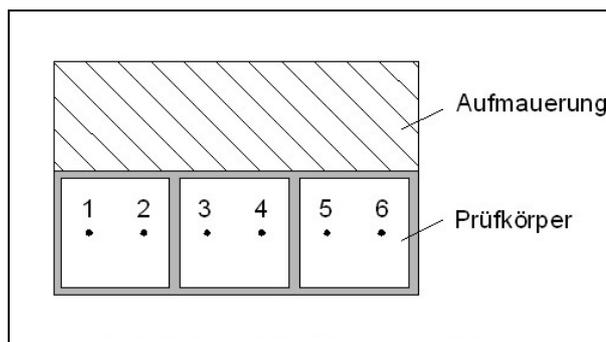
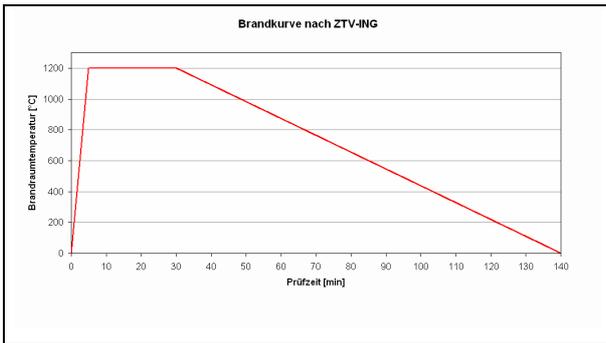


Bild 5: Lage der Brandraumthermoelemente



**Bild 6:** Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING, Bild 5.1.3

Um aus den hier beschriebenen Vorversuchen Hinweise auf das Verhalten im realen Maßstab zu erhalten, werden in den folgenden Abschnitten die Ergebnisse der Brandprüfungen in Bezug auf:

- Differenzen der Prüfkörpergewichte (Abplatzmenge);
- Maximaltemperatur in 50 mm Probekörpertiefe (in der späteren Bewehrungsebene) sowie
- Abplatztiefen und Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche

tabellarisch dargestellt und ausgewertet.

Die während der Brandprüfungen im Inneren der Prüfkörper ermittelten Temperaturen sind in Anlage 3 graphisch dargestellt.

### 2.7.1 Differenzen der Prüfkörpermassen

Um ein Maß für die Stärke der Betonabplatzungen zu erhalten, wurden die Massen der Prüfkörper vor und nach der Brandprüfung ermittelt. Die daraus errechneten Differenzen sind in Tab. 3 und Tab. 4 getrennt nach ihrer Konditionierung dargestellt.

- faserfreie SVB:

Die Masseverluste der faserfreien SVB befinden sich bis auf wenige Ausnahmen in einem Bereich von ca. 2,0 bis 5,5 M.-%, wobei die Masseverluste der wassergelagerten Prüfkörper i.d.R. um etwa 0,5 bis 0,8 M.-% höher sind als die der normgelagerten Prüfkörper.

Die Massedifferenzen der Prüfkörper mit kalzitischen Gesteinskörnungen sind häufig höher als die mit quarzitäen Gesteinskörnungen. Prüfkörper mit CEM II / A-LL 32,5 R zeigen tendenziell ei-

nen höheren Masseverlust als die Prüfkörper mit den anderen Zementarten.

- fasermodifizierte SVB:

Bei fasermodifizierten SVB, die bei Normklima konditioniert wurden, lagen die Masseverluste in der gleichen Größenordnung wie bei Normalbeton (1,5 bis 1,8 M.-%) und waren damit sehr gering.

Die Masseverluste der in Wasser konditionierten Prüfkörper waren im Vergleich zu den ebenso konditionierten Referenzprüfkörpern aus Normalbeton deutlich geringer.

### 2.7.2 Maximaltemperatur in 50 mm Probekörpertiefe

Die tragende Bewehrung bei Tunnelinnenschalen darf im Brandfall nicht über 300 °C erwärmt werden. Nach [16] muss die Betondeckung der Stahleinlagen der Innenschale mindestens 50 mm betragen. Aus diesen Gründen ist die Maximaltemperatur in 50 mm Probekörpertiefe für die Bewertung der Versuche besonders von Interesse.

Die in 50 mm Tiefe gemessenen Temperaturen sind in Tab. 5 dargestellt.

Die maximalen Temperaturen in 50 mm Prüfkörpertiefe sind bei den normgelagerten Prüfkörpern i. d. R. etwa 20°C bis 40°C höher als die der wassergelagerten Prüfkörper. Die Temperaturen der Prüfkörper mit kalzitischen Gesteinskörnungen sind häufiger höher als die mit quarzitäen Gesteinskörnungen.

Weniger als 20 % der erreichten Temperaturen überschreiten den Grenzwert von 300°C. Prüfkörper mit der Zementart CEM I 32,5 R überschreiten diesen Grenzwert dabei am häufigsten. Prüfkörper mit der Zementart CEM III / A 32,5 N erreichen im Vergleich zu den anderen Zementarten überwiegend die niedrigsten Temperaturen.

Bei der fasermodifizierten Variante des V20-1 trat bei den wasserkonditionierten Probekörpern eine deutliche Verringerung der Temperatur in 50 mm Tiefe ein. Dies geht auch mit einer geringeren Abplatzintensität und einem geringeren Masseverlust einher.

Versuchs-Nr.	Masse vorher [kg]	Masse nachher [kg]	Differenz [M.-%]
V1	63,50	60,15	5,3
V2	63,95	61,70	3,5
V3	63,45	61,20	3,5
V1-1	60,90	59,10	3,0
V2-1	63,25	60,65	4,1
V3-1	63,45	61,70	2,8
V10	60,20	57,55	4,4
V11	63,15	59,15	6,3
V12	63,70	61,50	3,5
V10-1	62,45	60,65	2,9
V11-1	62,70	60,90	2,9
V12-1	63,50	61,90	2,5
V30	62,40	60,60	2,9
V31	61,70	59,80	3,1
V32	63,25	61,55	2,7
V30-1	62,70	60,55	3,4
V31-1	62,25	59,85	3,9
V32-1	62,40	60,50	3,0
NB1	64,90	63,50	2,2
NB2	64,00	60,45	5,5
NB3	64,50	63,10	2,2
NBK1	63,95	62,50	2,3
NBK2	64,40	62,90	2,3
NBK3	63,75	62,55	1,9
V16	62,45	60,95	2,4
V17	62,05	59,65	3,9
V18	63,65	59,85	6,0
V16-1	62,55	60,05	4,0
V17-1	60,95	59,30	2,7
V18-1	63,60	61,55	3,2
V19-1	63,25	61,55	2,7
V20	63,65	59,75	6,1
V20-1	62,85	60,65	3,5
V20-1-5	60,45	58,95	1,5
V20-1-2-12	61,60	59,90	1,7
V20-1-2-6	60,90	59,15	1,8

Tab. 3: Masse der normgelagerten Prüfkörper

Versuchs-Nr.	Masse vorher [kg]	Masse nachher [kg]	Differenz [M.-%]
V1	62,90	59,75	5,0
V2	64,75	62,50	3,5
V3	64,95	57,50	11,5
V1-1	62,00	59,80	3,5
V2-1	63,30	61,00	3,6
V3-1	64,05	61,65	3,7
V10	61,80	59,95	3,0
V11	63,95	61,50	3,8
V12	64,80	60,55	6,6
V10-1	62,50	59,75	4,4
V11-1	61,95	59,65	3,7
V12-1	64,65	62,20	3,8
V30	63,15	60,35	4,4
V31	62,20	60,50	2,7
V32	64,30	61,50	4,4
V30-1	62,90	60,65	3,6
V31-1	62,20	58,80	5,5
V32-1	63,30	60,70	4,1
NB1	65,25	63,00	3,4
NB2	64,70	61,65	4,7
NB3	65,20	63,10	3,2
NBK1	64,10	62,40	2,7
NBK2	64,05	62,40	2,6
NBK3	64,80	63,20	2,5
V16	63,55	60,95	4,1
V17	63,70	61,00	4,2
V18	64,05	59,75	6,7
V16-1	62,55	60,05	4,0
V17-1	62,30	60,25	3,3
V18-1	64,15	61,75	3,7
V19-1	64,65	62,40	2,3
V20	64,85	60,10	4,8
V20-1	64,00	60,65	3,4
V20-1-5	61,75	59,85	1,9
V20-1-2-12	60,90	59,10	1,8
V20-1-2-6	61,65	59,70	2,0

Tab. 4: Masse der wassergelagerten Prüfkörper

### 2.7.3 Abplatzungen und Rissbildung

Wie den Bildern aus Anlage 2 entnommen werden kann, waren bei allen Prüfkörpern Risstiefen von ca. 50 mm bis 150 mm zu beobachten.

Die gemessenen, maximalen Abplatztiefen sind in Tab. 6 und der Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche in Tab. 7 dargestellt.

Die Abplatzungen erreichen bis auf wenige Ausnahmen eine Tiefe von ca. 5 mm bis 50 mm. Etwa

zwei Drittel der Prüfkörper zeigen eine Abplatztiefe von mehr als 10 mm. Die Abplatztiefen der norm- und wassergelagerten Probekörper sind in etwa gleich. Es ist ebenso kein klarer Unterschied der Abplatztiefen zwischen Prüfkörpern mit kalzitischen und quarzitischen Gesteinskörnungen erkennbar.

Versuchs-Nr.	Maximaltemperatur in 50 mm Probewürfeltiefe [°C]		Versuchs-Nr.	Maximaltemperatur in 50 mm Probewürfeltiefe [°C]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert		Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1	239	320	NB1	270	278
V2	293	271	NB2	344	ausgefallen
V3	286	266	NB3	262	274
V1-1	321	231	NBK1	340	275
V2-1	257	232	NBK2	306	296
V3-1	238	267	NBK3	301	291
V10	327	226	V16	363	346
V11	291	247	V17	ausgefallen	259
V12	297	248	V18	361	378
V10-1	293	257	V16-1	255	254
V11-1	270	238	V17-1	ausgefallen	365
V12-1	262	254	V18-1	281	295
V30	306	287	V19-1	ausgefallen	274
V31	320	309	V20	338	334
V32	280	261	V20-1	299	471
V30-1	271	330	V20-1-5	310	312
V31-1	295	763	V20-1-2-12	ausgefallen	277
V32-1	261	270	V20-1-2-6	286	283

Tab. 5: Maximaltemperatur in 50 mm Probewürfeltiefe

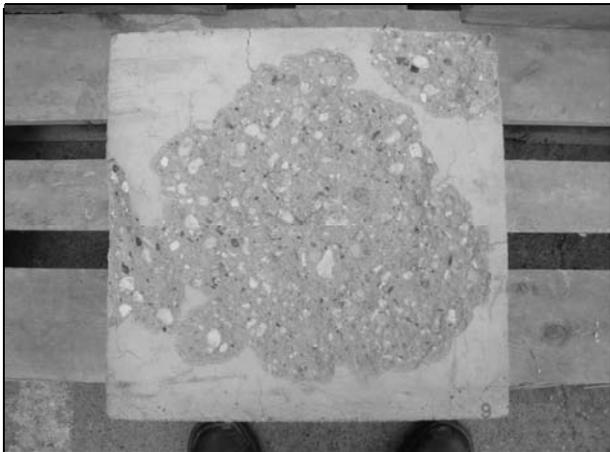


Bild 7: Beflammte Oberfläche des Faser-SVB V20-1-6-2



Bild 8: Beflammte Oberfläche d. wassergelagerten V18

Die Abplatztiefen bei fasermodifizierten Betonen sind mit maximal 5 bis 10 mm sehr gering und liegen damit in der gleichen Größenordnung wie die Abplatztiefen der konventionellen Referenzprüfkörper.

Bei Prüfkörpern mit der Zementart CEM II / A-LL 32,5 R ist häufiger eine größere Abplatztiefe zu verzeichnen, während Prüfkörper mit der Zementart CEM III / A 32,5 N im Vergleich hierzu geringere Abplatztiefen aufweisen.

Bei etwa 80% der wassergelagerten Prüfkörper sind mindestens zwei Drittel der Oberfläche abge-

platzt. Bei den normgelagerten Prüfkörpern sind es nur ca. 40%.

Keine deutlichen Unterschiede zwischen den verschiedenen konditionierten Probekörpern sind bei den fasermodifizierten SVB zu erkennen.

Prüfkörper mit kalzitischen Gesteinskörnungen zeigen häufiger größere, abgeplatze Oberflächen als Prüfkörper mit quarzitischen Gesteinskörnungen. Dies ist ebenso bei Prüfkörpern mit der Zementart CEM II / A-LL 32,5 R im Gegensatz zu den beiden anderen verwendeten Zementarten zu beobachten.

Eine deutliche Tendenz hinsichtlich der Auswirkungen des verwendeten Betonzusatzstoff Kalksteinmehl oder Steinkohlenflugasche ist aus den Vorversuchen nicht ersichtlich.

Versuchs-Nr.	maximale Tiefe der Abplatzungen [mm]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1	50	20
V2	10	5
V3	10	15
V1-1	10	35
V2-1	35	25
V3-1	5	10
V10	20	15
V11	40	10
V12	10	30
V10-1	10	35
V11-1	15	10
V12-1	10	10
V30	20	40
V31	35	30
V32	15	20
V30-1	30	10
V31-1	35	50
V32-1	50	35
NB1	2	20
NB2	40	35
NB3	2	15
NBK1	10	5
NBK2	10	10
NBK3	2	5
V16	25	35
V17	25	45
V18	70	70
V16-1	35	20
V17-1	30	20
V18-1	15	10
V19-1	10	10
V20	30	50
V20-1	20	40
V20-1-5	5	5
V20-1-12-2	10	5
V20-1-6-2	10	15

Tab. 6: Maximale Tiefe der Abplatzungen

Versuchs-Nr.	Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche [%]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1	80	100
V2	70	90
V3	80	100
V1-1	90	90
V2-1	70	70
V3-1	30	90
V10	70	60
V11	70	90
V12	80	100
V10-1	60	90
V11-1	60	90
V12-1	40	100
V30	90	100
V31	80	80
V32	70	100
V30-1	80	90
V31-1	90	100
V32-1	70	90
NB1	1	70
NB2	90	90
NB3	1	40
NBK1	30	50
NBK2	50	80
NBK3	5	30
V16	70	90
V17	30	90
V18	50	100
V16-1	80	90
V17-1	90	90
V18-1	70	100
V19-1	70	100
V20	80	100
V20-1	80	100
V20-1-5	60	60
V20-1-12-2	80	80
V20-1-6-2	80	80

Tab. 7: Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche (bezogen auf die beflamte Fläche)

## 2.8 Zusammenfassung der Vorversuche

Die Temperaturen, die Größe der geschädigten Prüfkörperoberflächen sowie die Masseverluste waren bei Prüfkörpern mit kalzitischen Gesteinskörnungen höher als bei Prüfkörpern mit quarzitischen Gesteinskörnungen. Die Abplatztiefen lassen keinen Rückschluss auf eine bestimmte Gesteinskörnung zu.

Prüfkörper mit der Zementart CEM III / A 32,5 N haben sich in Bezug auf die Temperaturhöhe in 50 mm Bauteiltiefe sowie den Abplatztiefen am günstigsten verhalten. Prüfkörper mit der Zementart CEM II / A-LL 32,5 R zeigten häufig größere, abgeplatzte Oberflächen. Bei den Prüfkörpern mit der Zementart CEM I 32,5 R wurden durchschnittlich höhere Temperaturen gemessen als bei den Prüfkörpern, die mit den anderen Zementarten hergestellt wurden. Dagegen kann bei Betrachtung der Abplatztiefen und der abgeplatzten Prüfkörperfläche keine negative Tendenz bei der Verwendung dieses Zements festgestellt werden.

Normgelagerte Prüfkörper hatten in 50 mm Tiefe durchschnittlich eine etwas höhere Temperatur als wassergelagerte. Bei den wassergelagerten Prüfkörpern wurden größere Abplatztiefen als bei den normgelagerten Prüfkörpern vermutet. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass sich kein deutlicher Unterschied feststellen lässt. Allerdings sind die abgeplatzten Flächen bei wassergelagerten Prüfkörpern deutlich größer.

Diese beschriebenen Ergebnisse legen die Vermutung nahe, dass sich quarzitisches Gesteinskörnungen und die Zementart CEM III / A 32,5 N positiv auf das Brandverhalten von Tunnelinnenschalen auswirken. Auch die Verwendung des Zements CEM I 32,5 R brachte gute Ergebnisse im Rahmen der Vorversuche. Die Konditionierung hatte auf das Abplatzverhalten der SVB einen entscheidenden Einfluss.

Bei der Bewertung dieser Ergebnisse ist zu beachten, dass die Prüfkörpergröße und die -geometrie, die Bewehrung und Belastung einen Einfluss auf das Verhalten unter Brandbeanspruchung haben. Direkte Rückschlüsse von Brandprüfungen mit kleinformatischen Prüfkörpern (Würfeln) auf das Brandverhalten bewehrter, plattenartiger Prüfkörper unter Normalkrafteinfluss sind deshalb nicht möglich. Die Versuche zeigen aber Tendenzen auf, die im Weiteren berücksichtigt wurden.

Für die weiterführenden Brandversuche mit größeren Prüfkörpern wurden aufgrund dieser Prüfergebnisse nachstehende SVB ausgewählt. Weiterer

Beweggrund für die Auswahl war die schnellere Festigkeitsentwicklung von Betonen mit CEM I 32,5 R, die im Hinblick auf die Ausschaltakte des Schalwagens im Tunnelbau eine wesentliche Rolle spielt. Zusätzlich aufgenommen wurde aus Vergleichszwecken der SVB, der ursprünglich zur Errichtung einer Versuchsstrecke (Fluchtstollen) für den Schloßbergtunnel (FE 15.390/2003/ERB) verwendet werden sollte. Dieser Beton wird aufgrund seiner Verwendung in einem Fluchtstollen keiner Brandbeanspruchung ausgesetzt sein. Er muss somit nicht die Anforderungen erfüllen, die die ZTV-ING an Betone stellt, die für Bauteile beispielsweise im Hauptstollen eingesetzt werden. Der SVB-Schloßbergtunnel bietet jedoch eine nahezu direkte Vergleichbarkeit mit dem SVB V1-1; beide Betone unterscheiden sich nur in der Wahl der Gesteinskörnungen.

- V1-1: SVB mit CEM I 32,5 R; Kalksteinmehl und quarzitisches Gesteinskörnung;
- V3-1: SVB mit CEM III / A 32,5 N; Kalksteinmehl und quarzitisches Gesteinskörnung;
- V20-1-5: fasermodifizierter SVB mit CEM I 32,5 R, Steinkohlenflugasche und kalzitische Gesteinskörnung, 3 kg/m<sup>3</sup> Polypropylenfasern (Länge = 6 mm, Durchmesser = 21 µm);
- SVB-Schloßbergtunnel: SVB mit CEM I 32,5 R; Kalksteinmehl und quarzitisches feine und kalzitische grobe Gesteinskörnung, der ursprünglich zur Errichtung der Versuchsstrecke (Fluchtstollen) für den Schloßbergtunnel (FE 15.390/2003/ERB) verwendet werden sollte. Mittlerweile ist die Entscheidung auf einen SVB mit Flugasche gefallen.

## 3 Unbelastete Platten

Die Höhe der Temperatur an der Bewehrungslage steht in engem Zusammenhang mit der Stärke und Tiefe der Betonabplatzungen. Es ist davon auszugehen, dass bei einer starken Abplatzneigung des Betons der Bewehrungsstahl nicht ausreichend lange geschützt ist und die kritische Stahltemperatur frühzeitig erreicht wird. In diesem Fall muss von bleibenden Verformungen der tragenden Bewehrung und einer Reduzierung der Tragfähigkeit der Tunnelinnenschale ausgegangen werden.

Die konstruktiven Forderungen der ZTV-ING, Teil 5, Tunnelbau, für die Tunnelinnenschale beruhen auf der begründeten Annahme, dass sich die Tragfähigkeit der Schale nicht signifikant reduziert, solange die Temperatur in Höhe der Bewehrungs-

lage einen Wert von 300 °C nicht überschreitet. Die Vorgabe dieser Temperatur lässt sich ohne weiteres auch auf Tunnelinnenschalen aus SVB übertragen.

Die Mindestbetondeckung der ZTV-ING, Teil 5, Tunnelbau, Abschnitt 1 Geschlossene Bauweise, zur Gewährleistung der Tragfähigkeit von konventionellen Tunnelinnenschalenbetonen im Brandfall beträgt 50 mm. Nach Abschnitt 2, Offene Bauweise, werden mindestens 60 mm gefordert. Als kritischer Wert für die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchzuführenden Untersuchungen wird die Mindestbetondeckung von 50 mm angesehen, da Versuchsergebnisse auf der Basis dieses Wertes sowohl die Anwendung des SVB für Tunnelinnenschalen in geschlossener als auch in offener Bauweise berücksichtigen.

### 3.1 Herstellung der Prüfkörper

Mit den ausgewählten vier SVB-Rezepturen (Versuchskörperbezeichnung siehe Abschnitt 2.2 und Anlage 1, Tabelle 6) wurden jeweils zwei Platten mit den Abmessungen 600 mm x 500 mm x 300 mm hergestellt und jeweils eine bei Normklima und bei Wasserlagerung konditioniert. Für die Wahl der Prüfkörperabmessungen wurde die österreichische Richtlinie Faserbeton [9] zugrunde gelegt. Die Prüfkörper wurden bei der Herstellung mit Thermoelementen versehen, die genau wie bei den Vorversuchen in verschiedenen Tiefen der Platte die Temperatur registrieren sollten. Die Thermoelemente wurden 10 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm, 90 mm, 140 mm und 190 mm unter der Betonoberfläche gesetzt.

Die ZTV-ING sieht für Tunnelbauwerke keine Mindestbewehrung vor, verweist jedoch auf den DIN Fachbericht 102 „Betonbrücken“, in dem eine Mindestbewehrung von  $\varnothing 10 / 20 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$  angegeben ist. Für die zu untersuchenden Betonplatten wurden deshalb Betonstahlmatten Q 377 mit einem Querschnitt von  $3,78 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\varnothing 8,5 / 15$ ) gewählt. Sie wurden in die Druck- und Zugzone der Platten mit einer Betondeckung von 50 mm eingelegt. Zusätzlich wurden Steckbügel eingebaut.

### 3.2 Durchführung der Brandprüfungen

Je Brandversuch wurden zwei Betonplatten in die gegenüberliegenden vertikalen Öffnungen eines Brandofens eingebaut. Zum Schutz vor den Betonabsprengungen der jeweils anderen Platte wur-

de in der Mitte des Ofens eine schmale Gipskartonfaserplatte (GKF-Platte) eingezogen.

Die Fugen zwischen Prüfkörpern und umgebendem Mauerwerk des Ofens wurden mit Hilfe von Mineralwolle abgedichtet.

Die Prüfkörper wurden nicht belastet; sie trugen nur ihr Eigengewicht.

Die Beflammung erfolgte wie bei den Vorversuchen nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING Teil 5, Tunnelbau, Abschnitte 1 und 2. Die Brandraumtemperatur wurde über den Mittelwert von 2 x 3 Mantelthermoelementen gesteuert, die im Abstand von 100 mm von der beflamten Oberfläche der Platten angebracht waren (in Anlehnung an DIN EN 1363-1:1999-10).

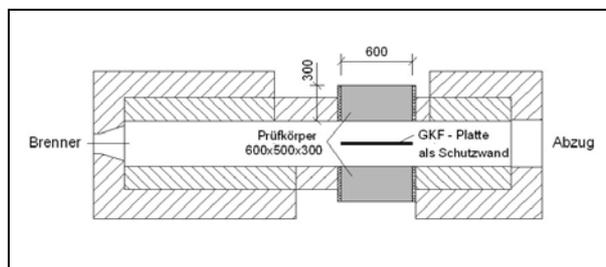


Bild 9: Versuchsaufbau - Grundriss des Brandofens

### 3.3 Bestimmung von Materialkennwerten

Die Druckfestigkeiten der untersuchten SVB wurden am 28. Tag nach der Herstellung sowie am Versuchstag bestimmt. Zusätzlich wurde der Betonfeuchtigkeitsgehalt am Brandtag ermittelt.

Die untersuchten Betone können mindestens der Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden. Je nach Zementgehalt und verwendeter Betonzusatzstoffe lagen die 28-Tage-Druckfestigkeiten im Bereich von 40 bis 50 N/mm<sup>2</sup>.

Die Unterschiede zwischen der Lagerung unter Wasser und der Lagerung bei Normklima betragen etwa 2,0 bis 3,0 M.-%.

Versuchs-Nr.	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
	28 Tage / Brandtag
V1-1	43,9
V3-1	40,1
V20-1-5	49,4
SVB-Schloßbergtunnel	48,8

Tab. 8: Druckfestigkeiten, bewehrte Platten, unbelastet

Versuchs-Nr.	Feuchtigkeitsgehalt [%]	
	norm-gelagert	wassergelagert
V1-1	3,41	6,43
V3-1	3,89	5,81
V20-1-5	3,42	5,55
SVB-Schloßbergtunnel	3,59	4,52

Tab. 9: Feuchtigkeitsgehalt, bewehrte Platten, unbelastet

### 3.4 Beobachtungen und Ergebnisse

Um aus den hier beschriebenen Versuchen Hinweise auf das Verhalten im großen Maßstab zu erhalten (siehe Anmerkungen in Abschnitt 2.7), werden in den folgenden Abschnitten die Ergebnisse der Brandprüfungen in Bezug auf

- Differenzen der Prüfkörpermassen (Abplatzmenge);
- Maximaltemperatur in 50 mm Probekörpertiefe (in der späteren Bewehrungsebene) sowie
- Abplatztiefen, Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche und Abplatzintensität

dargestellt und ausgewertet.

Die während der Brandprüfungen im Inneren der Prüfkörper ermittelten Temperaturen sind in der Anlage 4 graphisch dargestellt.

Die Abplatzintensität ist im Gegensatz zur Abplatztiefe und der Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche eine subjektive Größe. Sie ist ein Anhaltspunkt für die Anzahl der Betonabspaltungen pro Zeiteinheit und wurde anhand der während des Versuchs in den ersten Minuten hörbaren Abplatzgeräusche eingeschätzt.

Die selbstverdichtenden Betone V1-1 und V3-1 zeigten ein sehr ähnliches Brandverhalten. Es kor-

respondierte zudem mit den Ergebnissen der Würfelprüfungen:

- Die normgelagerten Platten sind die Abplatzungen in Plattenmitte ca. 45 mm tief. Die Bewehrung liegt noch nicht frei. Die entstandenen Risse sind 100 bis 200 mm tief ;
- Bei den wassergelagerten Platten sind Abplatzungen in Plattenmitte ca. 90 mm (V3-1) bzw. ca. 70 mm tief (V1-1). Die Bewehrung liegt bei beiden Versuchen frei;
- Die Intensität der Abplatzungen während des Brandversuchs ist bei dem SVB V1-1 etwas geringer als bei dem V3-1.

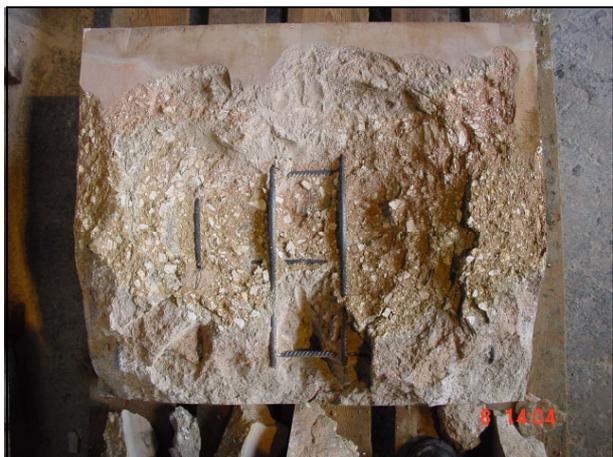
Der Faserbeton V20-1-5 zeigte wie schon bei den Vorversuchen mit Abstand das beste Ergebnis.

- Selbst bei dem wassergelagerten Prüfkörper lag die Bewehrung nicht frei. Die Tiefe der Abplatzungen in Plattenmitte betrug ca. 40 mm beim normgelagerten Prüfkörper als auch bei der wassergelagerten Platte.
- Rissbildung und die Intensität der Abplatzungen war geringer als bei den anderen Platten.
- Auffällig während des Brandversuchs war, dass Abplatzungen nicht kontinuierlich, sondern nur zeitweise während des Versuchs auftraten.

Der für die Versuchsstrecke Schloßbergtunnel konzipierte SVB platzte dagegen sehr stark ab, so dass die Bewehrung selbst bei den normgelagerten Platten vollständig frei lag. Die Abplatzungen bei diesem Prüfkörper betragen in Plattenmitte ca. 70 mm.



Bild 10: Bei Normklima gelagerte Platte aus SVB V1-1



**Bild 11:** In Wasser konditionierte Platte aus SVB V1-1



**Bild 12:** Bei Normklima gelagerte Platte aus SVB-Schloßberg tunnel



**Bild 13:** In Wasser konditionierte Platte aus SVB-Schloßberg tunnel

Versuchs-Nr.	maximale Tiefe der Abplatzungen [mm]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1-1	30	70
V3-1	45	95
V20-1-5	40	45
SVB-Schloßberg tunnel	70	85

**Tab. 10:** Maximale Tiefe der Abplatzungen

Versuchs-Nr.	Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche [%]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1-1	80	80
V3-1	90	100
V20-1-5	70	60
SVB-Schloßberg tunnel	90	70

**Tab. 11:** Grad der geschädigten Prüfkörperoberfläche

Versuchs-Nr.	Maximaltemperatur in 50 mm Prüfkörpertiefe [°C]	
	Probekörper normgelagert	Probekörper wassergelagert
V1-1	398	827
V3-1	502	1.144
V20-1-5	239	484
SVB-Schloßberg tunnel	1.041	900

**Tab. 12:** Maximaltemperatur in 50 mm Prüfkörpertiefe

Bezeichnung	Lagerung	Masse vorher [kg]	Masse nachher [kg]	Masseverlust [M.-%]	verbliebene Plattendicke [mm]	Zeitpunkt der 1. Abplatzung [min:s]	geringere Intensität d. Abpl. nach [min:s]	keine Abpl. hörbar nach [min:s]
V1-1	norm-gelagert	201,1	185,2	8,6	270 - 300	01:30	10:00	12:00
V1-1	wasser-gelagert	197,9	181,9	8,8	230 - 300	01:30	10:00	16:00
V3-1	norm-gelagert	201,5	187,9	7,2	255 - 300	01:00		15:30
V3-1	wasser-gelagert	206,6	186,6	10,7	205 - 300	01:00		15:30
V20-1-5	norm-gelagert	196,9	184,8	6,5	260 - 300	02:00	08:00	16:00
V20-1-5	wasser-gelagert	205,6	194,6	5,7	255 - 300	02:00	08:00	16:00
SVB-Schloßbergtunnel	norm-gelagert	206,9	188,7	9,6	230 - 300	01:00		18:00
SVB-Schloßbergtunnel	wasser-gelagert	208,9	191,1	9,3	215 - 300	01:00		18:00

Tab. 13: Prüfergebnisse der unbelasteten Platten

### 3.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Die Temperaturgradienten, die Intensitäten der Abplatzungen sowie die Abplatztiefen korrespondieren mit den Schädigungen, die mit der gleichen Rezepturen bei den Vorversuchen erzielt wurden. Gleiches gilt für das Verhalten aufgrund der unterschiedlichen Konditionierung; bei wassergelagerten Versuchskörpern ist das Abplatzverhalten stärker als bei normgelagerten.

Die Abplatztiefe blieb bei den meisten Prüfkörpern unter 50 mm, so dass die Bewehrung nicht bzw. gerade noch nicht freigelegt wurde. Lediglich beim Prüfkörper aus SVB, der ursprünglich für den Schloßbergtunnel konzipiert wurde, legten die Betonabplatzungen die Bewehrung frei.

Es konnte ein deutlicher Zusammenhang zwischen subjektiv empfundener Intensität der Abplatzungen, der gemessenen Tiefe der Abplatzungen und der in Höhe der Bewehrungslage gemessenen Temperatur festgestellt werden. Bei einer geringen Abplatzintensität wurden geringe Abplatztiefen gemessen. Je stärker die Betondeckung reduziert wurde, desto höher war die Maximaltemperatur in der Bewehrungslage.

Darüber hinaus wurde festgestellt, dass sich in dieser Versuchsreihe SVB mit kalzitischen Gesteinskörnungen schlechter verhielt als SVB mit quarzitischen Gesteinskörnungen.

Durch den Einsatz von Polypropylen-Fasern konnte das Abplatzverhalten deutlich gegenüber SVB ohne Fasern verbessert werden.

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse wurden für die im Weiteren geplanten Versuche an belasteten Betonplatten die SVB-Rezepturen V1-1, SVB-Schloßbergtunnel sowie der Faserbeton V20-1-5 ausgewählt.

## 4 Belastete Platten

Die Belastung hat sich bei Normalbetonen als wesentliche Einflussgröße auf das Abplatzverhalten herausgestellt. Daher wurden aus den in Abschnitt 3.5 abschließend aufgeführten SVB-Rezepturen weitere bewehrte Platten hergestellt und unter Belastung einseitig beflammt.

### 4.1 Herstellung der Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden in der gleichen Geometrie und mit Temperaturmessstellen in der gleichen Tiefe hergestellt wie die Platten für die unbelasteten Versuche. (Versuchskörperbezeichnung s. Abschnitt 2.2 und Anlage 1, Tabelle 7).

## 4.2 Bestimmung von Materialkennwerten

Die Druckfestigkeiten der untersuchten SVB wurden am 28. Tag nach der Herstellung bestimmt. Zusätzlich wurde der Betonfeuchtigkeitsgehalt am Brandtag ermittelt.

Die untersuchten Betone können mindestens der Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden. Je nach Zementgehalt und verwendeter Betonzusatzstoffe lagen die 28-Tage-Druckfestigkeiten im Bereich von 38 und 50 N/mm<sup>2</sup>.

Die Platten wurden bis zum Einbau in den Brandofen ausschließlich normgelagert. Ihre Feuchtigkeitsgehalte liegen wie bei den unbelastet geprüften Platten zwischen 3,0 und 4,0 M.-%.

Versuchs-Nr.	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
	28 Tage / Brandtag
V1-1	37,9
V20-1-5	49,6
SVB-Schloßbergtunnel	44,3

Tab. 14: Druckfestigkeiten, belastete Platten

Versuchs-Nr.	Feuchtigkeitsgehalt [%]
	normgelagert
V1-1	3,02
V20-1-5	3,05
SVB-Schloßbergtunnel	4,35

Tab. 15: Feuchtigkeitsgehalt, belastete Platten

## 4.3 Belastung der Platten

Die zu geprüften Betonplatten wurden während des Versuchs mit einer Streckenlast von 1.440 kN/m belastet. Dies entspricht annähernd der Normalkraft, die in der Versuchsstrecke für den Schloßbergtunnel im Querschnitt wirkt.

Die Belastung wurde mittels einer hydraulischen Belastungseinrichtung aufgebracht.

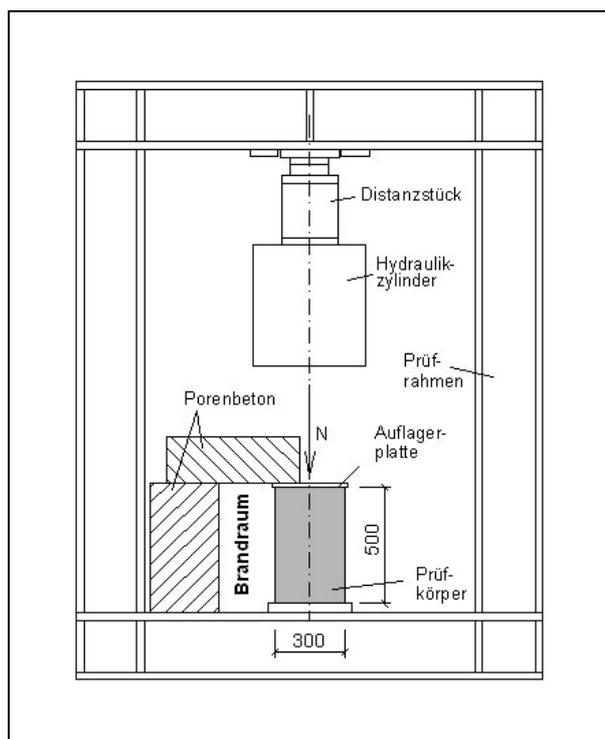


Bild 14: Belastungseinrichtung und Einbau des Prüfkörpers

## 4.4 Durchführung der Brandprüfung

Die Belastung des Prüfkörpers wurde zunächst langsam bis zum Erreichen der angestrebten Versuchslast gesteigert. Sie wurde für mindestens fünf Minuten konstant gehalten, bevor mit der Beflammung des Prüfkörpers begonnen wurde.

Die Beflammung erfolgte wie in den vorangegangenen Versuchen einseitig nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING.

## 4.5 Beobachtungen und Ergebnisse

### 4.5.1 Tiefe der Abplatzungen

Die unter Belastung geprüften, bewehrten SVB-Prüfkörper zeigten ein zum Teil sehr unterschiedliches Brand- und Abplatzverhalten.

Die beflamte Fläche des selbstverdichtenden Faserbetons V20-1-5 war nach dem Brandversuch relativ eben, d. h., die Querschnittsreduzierung, bzw. die Reduzierung der Betondeckung, war über die beflamte Fläche nahezu einheitlich. Die Bewehrung war punktuell sichtbar. Die Abplatztiefe betrug ca. 40 bis 45 mm.



Bild 15: Oberfläche des Faserbeton V20-1-5



Bild 17: Oberfläche des SVB für den Schloßbergtunnel

Dagegen war die brandzugewandte Seite des faserfreien SVB V1-1 nach dem Brandversuch uneben. Die Abplatzungen hatten eine Tiefe von 5 bis 40 mm. Die Bewehrung lag nicht frei.



Bild 16: Oberfläche des V1-1

Die Beflammung des SVB, der ursprünglich für den Schloßbergtunnel vorgesehen war, hatte Abplatztiefen von ca. 80 mm zur Folge. Die Bewehrung lag dadurch komplett frei.

Versuchs-Nr.	maximale Tiefe der Abplatzungen [mm]
	Probekörper normgelagert
V1-1	40
V20-1-5	55
SVB-Schloßbergtunnel	80

Tab. 16: Maximale Tiefe der Abplatzungen

Versuchs-Nr.	Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche [%]
	Probekörper normgelagert
V1-1	95
V20-1-5	100
SVB-Schloßbergtunnel	100

Tab. 17: Größe der geschädigten Prüfkörperoberfläche (bezogen auf die beflamte Fläche)

#### 4.5.2 Intensität der Abplatzungen

Die Intensität der Abplatzungen war bei dem SVB-Prüfkörper mit der Rezeptur V1-1 am geringsten. Nach fünf Minuten verringerte sich die Intensität und bereits nach sieben Minuten waren keine explosionsartigen Absprengungen mehr zu verzeichnen.

Auch der Faserbeton V20-1-5 zeigte ein positives Ergebnis. Bereits nach 6,5 Minuten hatte die Intensität der Abplatzungen abgenommen; nach 10,5 Minuten fanden keine Abplatzungen mehr statt.

Die Intensitäten der Abplatzungen waren bei dem ursprünglich für den SVB-Schloßbergtunnel konzipierten SVB am größten; nach 13 Minuten konnten keine Abplatzungen mehr akustisch festgestellt werden.

### 4.5.3 Temperaturen im Bauteil

Die während der Brandversuche in den geprüften Platten ermittelten Temperaturen variieren entsprechend des Schädigungsgrades der Prüfkörper.

Da die Betonabspregungen beim SVB-Schloßbergtunnel die Bewehrung innerhalb kurzer Zeit freigelegt hat, stiegen auch die Temperaturen in 50 mm Tiefe innerhalb von 10 Minuten auf über 1.000 °C an. Das heißt, dieser Bereich war der Brandraumtemperatur vollständig ausgesetzt.

Die Abplatzungen beim Faserbeton V20-1-5 führten dazu, dass die Temperaturen in 50 mm Tiefe kontinuierlich anstiegen und nach 30 Minuten im Bereich von ca. 700 °C lagen.

Beim SVB V1-1 war die Schutzwirkung der Betondeckung aufgrund der verhältnismäßig geringen Abplatzungen im Vergleich zu den anderen Prüfkörpern am größten. Die Temperaturen erreichten in 50 mm Tiefe erst nach ca. 60 Minuten den Wert von 300 °C; in 40 mm Tiefe lag die Temperatur zu diesem Zeitpunkt bei ca. 400 °C. Ermittelt wurden diese Temperaturen in Plattenmitte. Da die Abplatztiefen bei diesem Prüfkörper stark variierten, sind diese Werte sehr differenziert zu sehen. An der Messstelle konnte eine große Abplatztiefe festgestellt werden. Man kann deshalb davon ausgehen, dass die Temperatur in 50 mm Plattentiefe in einem großen Bereich deutlich geringer war.

Versuchs-Nr.	Maximaltemperatur in 50 mm Probewürfeltiefe [°C]
	Probekörper normgelagert
V1-1	321
V20-1-5	698
SVB-Schloßbergtunnel	1.010

Tab. 18: Maximaltemperatur in 50 mm Prüfkörpertiefe

### 4.5.4 Zusammenfassung der Versuche

Lediglich der SVB V1-1 erfüllte die an ihn gestellten Anforderungen hinsichtlich Schutzes der Bewehrung vor zu hoher thermischer Beanspruchung. Für den im Weiteren geplanten Gewölbeversuch wurde dieser SVB deshalb favorisiert.

Der Faserbeton zeigte ebenfalls gute Ergebnisse hinsichtlich der Abplatzneigung bei Brandbeanspruchung (hier vergleichbar mit V1-1). Allerdings waren die Temperaturen im Bauteil zu hoch.

Der ursprüngliche SVB-Schloßbergtunnel hielt der Brandbeanspruchung nicht stand.

## 5 Verifizierung der Versuchsergebnisse durch einen Gewölbebrandversuch

Die durch die Brandversuche an belasteten Platten aus SVB gewonnenen Erkenntnisse im Hinblick auf die Betonzusammensetzung und die konstruktive Durchbildung der Bauteile sollten durch einen Brandversuch an einer gewölbten Schale verifiziert werden.

### 5.1 Herstellung und Konditionierung des Prüfkörpers

Das zu prüfende, halbkreisförmige Gewölbe besaß eine Länge von  $L = 2.000$  mm, eine Breite von  $B = 2.200$  mm und eine Dicke von  $D = 300$  mm. Der Radius bezogen auf die Unterseite des Gewölbes betrug  $R = 800$  mm. Der Versuchskörper wurde aus dem faserfreien SVB mit der Versuchsnummer V1-1 hergestellt: SVB mit quarzitischer Gesteinskörnung, Zement CEM I 32,5 R und einem Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff.

Das Gewölbe wurde oben und unten mit Matten Q 335 A sowie an den Rändern mit Steckbügeln  $\varnothing 8 / 20$  bewehrt (s. Anlage 5).

Zur Ermittlung der Temperaturen im Prüfkörper wurden an 6 Messstellen in verschiedenen Tiefen Thermoelemente angeordnet. Die Messstellen befanden sich im First (Bezeichnungen Mitte Mu und Mo) sowie bei 1/4 und 3/4 der Breite (Bezeichnungen Links Lu und Lo bzw. Rechts Ru und Ro) jeweils bei 1/3 und 2/3 der Länge des Gewölbes. An jeder Messstelle befanden sich fünf Messpunkte zur Messung des tiefenabhängigen Temperaturprofils. Nachfolgend wird nur die Temperatur in Höhe der Bewehrung betrachtet (60 mm Betondeckung). Zur Fixierung und Lagesicherheit wurden diese sog. Thermoleitern auf der Schalhaut arretiert.

Der Gewölbeprüfkörper wurde vier Tage nach seiner Herstellung ausgeschalt und bis zum Einbau in den Prüfstand zehn Tage vor der Brandprüfung bei Raumtemperatur gelagert.

### 5.2 Bestimmung von Materialkennwerten

Das Alter am Tag der Prüfung betrug 34 Tage. Die Druckfestigkeit wurde am 28. Tag nach der Herstellung sowie am Versuchstag selbst bestimmt.

Zusätzlich wurde der Betonfeuchtigkeitsgehalt zum Brandtag ermittelt.

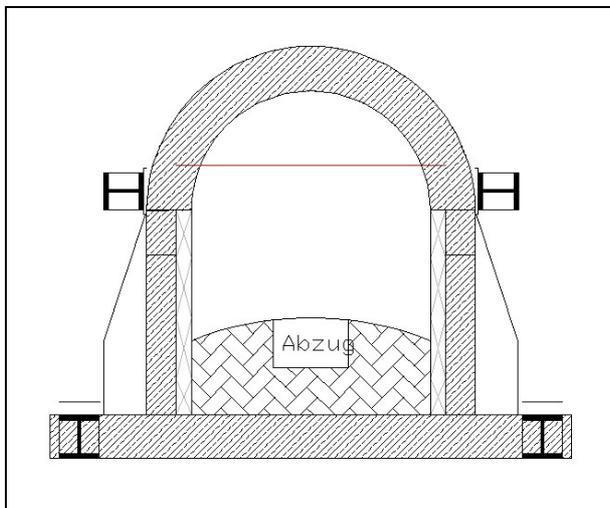
28 Tage Druckfestigkeit: 46,9 N/mm<sup>2</sup>  
 Druckfestigkeit am Brandtag: 52,8 N/mm<sup>2</sup>  
 (nach 34 Tagen)  
 Feuchtigkeitsgehalt 4,6 %

Der untersuchte SVB kann somit mindestens der Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden.

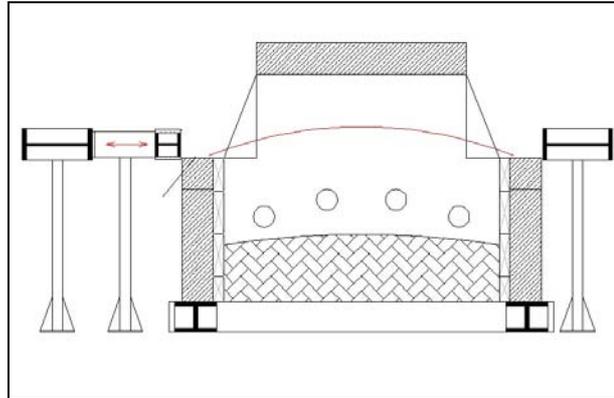
### 5.3 Durchführung der Brandprüfung

Der Versuchskörper wurde in einen Versuchsstand eingebaut, dessen Brenner- und Belastungseinrichtung speziell auf die Anforderungen von Prüfungen mit großen gewölbten Bauteilen bei einer Tunnelbrandbeanspruchung abgestimmt ist. Das Gewölbe wurde horizontal frei verschieblich eingebaut. Somit konnten sich während des Versuchs einstellende Temperaturdehnungen nicht zu Zwangsbeanspruchungen im Versuchskörper aufbauen (s. Bild 18). Eine äußere Belastung erfolgte nicht. Der Prüfkörper trug nur sein Eigengewicht.

Die Beflammung erfolgte nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING Teil 5, Tunnelbau, Abschnitte 1 und 2. Zur Messung der Temperaturen im Brandraum waren 15 Mantelthermoelemente im Abstand von 100 mm von der Gewölbeunterseite installiert (s. Bild 19). Sie dienten auch der Steuerung der Brandraumtemperatur.



a) Vorderansicht



b) Seitenansicht

Bild 18: Versuchsaufbau

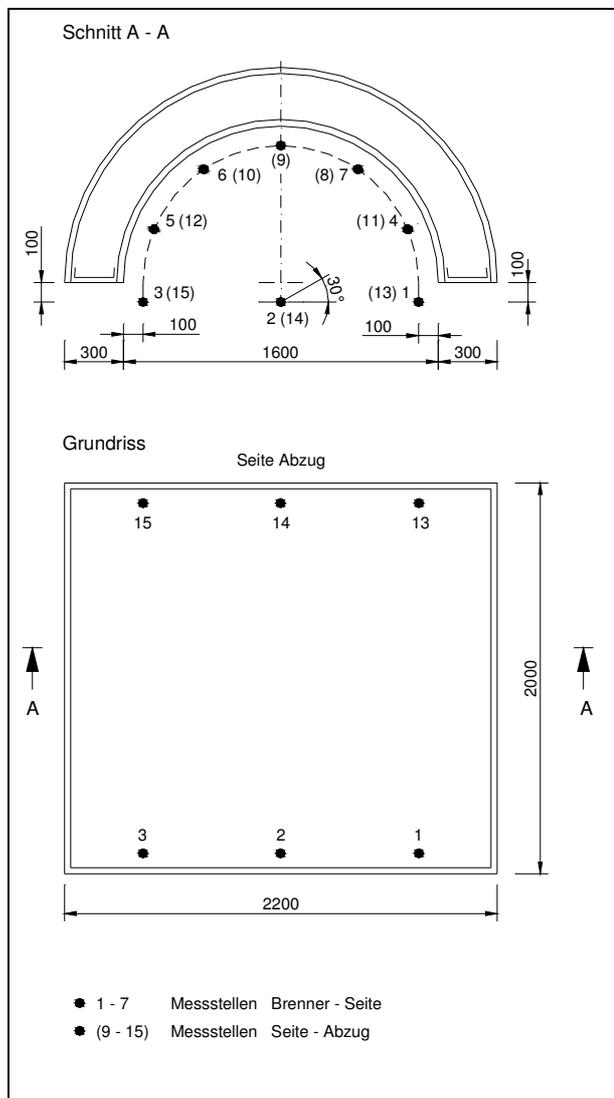


Bild 19: Lage der Brandraumthermoelemente

## 5.4 Beobachtungen und Ergebnisse

Die akustischen und optischen Beobachtungen die während des Brandversuchs gemacht wurden, sind in der Tab. 20 zusammengestellt.

### 5.4.1 Abplatzungen und Rissbildung

Die beflamte Gewölbeunterseite wies über die gesamte Fläche gleichmäßig tiefe Abplatzung bis zur Bewehrung in der Tiefe von 60 mm auf. Kraterförmige Abplatzungen, wie sie aus anderen Brandprüfungen bekannt sind, waren nicht vorhanden. In den Auflagerbereichen wurde eine Betondeckung von ca. 10 bis 15 mm gemessen. Im First waren die Abplatztiefen am größten. Hier war die Gewölbeschale oberhalb der Bewehrung um weitere 60 mm in ihrer Dicke verringert. Die untere Bewehrungsmatte hing hier ca. 40 mm durch; die Bewehrung war verzundert. Im First hatte sich zudem ein durchgehender Riss gebildet.



**Bild 20:** Rechte Gewölbeseite: Bewehrung teilweise sichtbar



**Bild 21:** Linke Gewölbeseite und First

Die im Versuch aufgetretenen Risse (siehe Versuchsbeobachtungen in Tab. 20) haben sich nach der Abkühlung des Gewölbes in ihrer Öffnungsbreite verringert. An den Rissen waren zum Teil weiße Ablagerungen zu erkennen. Der größte Querriss befand sich in Prüfkörpermitte umlaufend in Bogenrichtung; seine Rissbreite betrug ca. 0,5 mm. Weitere Querrisse fanden sich auch umlaufend im Auflagerbereich mit einer Breite von 0,4 mm. Die Längsrisse von den Stirnseiten ausgehend direkt im First waren ca. 0,5 mm weit geöffnet, sie liefen auf ca. 800 mm Länge auf < 0,1 mm zu. Ein Teil der Risse war durchgängig über die Prüfkörperdicke.

### 5.4.2 Temperaturen im Bauteil

Die Temperatur in Höhe der Bewehrungslage wurde während des gesamten Versuchs aufgezeichnet. Die Temperaturverläufe und die Höhen der erreichten Maximaltemperaturen an den sechs Messstellen waren unterschiedlich, was auf unterschiedliche Schädigungsgrade bzw. unterschiedliche Abplatzgeschwindigkeiten und -tiefen an den jeweiligen Messpunkten zurückgeführt werden könnte.

Lässt man die Messstelle Lu3 (s. Tab. 19) außer Betracht, wird erkennbar, dass die Temperatur von 300 °C in 60 mm Bauteiltiefe zwischen der 20. und der 40. Prüfminute erreicht wurde. Die maximale Temperatur lag zwischen 500 und 700 °C und wurde zwischen der 55. und 70. Prüfminute ermittelt. Das heißt, zu einem Zeitpunkt, zu dem sich der Brandraum bereits in der Abkühlphase befand (Beginn der Abkühlphase gemäß Temperaturzeitkurve der ZTV-ING nach 30 Prüfminuten). Nach Überschreiten des Maximums nahm die Temperatur an allen Messstellen wieder kontinuierlich ab.

Messstelle	300 °C nach	Maximum	
	[min:s]	[°C]	[min:s]
Lu3	10:00	1.010	36:00
Lo3	38:40	500	70:40
Mu3	ausgefallen		
Mo3	28:20	549	64:10
Ru3	30:20	628	62:50
Ro3	20:20	684	54:00

**Tab. 19:** Ermittelte Temperaturen in Höhe der Bewehrungslage (60 mm)

Die aufgezeichneten Maximaltemperaturen in 60 mm Tiefe lagen deutlich unterhalb der im Brandraum herrschenden Temperaturen von ca.

1.200 °C. Die Thermofühler müssen deshalb für die Dauer der Brandprüfung geschützt, d. h. eine Betondeckung muss vorhanden sein.

Dies steht im Widerspruch zu den ermittelten Abplatztiefen. Es wird vermutet, dass sich ein Teil der Betonschicht erst nach Beflammungsende vom Gewölbe gelöst hat und herabgefallen ist.

### 5.4.3 Zusammenfassung und Wertung der Versuchsergebnisse

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das Temperaturkriterium von 300 °C an allen Messstellen überschritten wurde; die Bewehrung war nach dem Brandversuch an vielen Stellen sichtbar und insbesondere im Firstbereich freigelegt.

Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen an belasteten Platten des gleichen SVB hat sich der Beton im großmaßstäbigen Versuch schlechter verhalten. Zurückgeführt wird dies insbesondere auf die Geometrie des Gewölbes. Durch die Skalierung des Gewölbes auf prüfbare Maße entstand eine starke Krümmung des Prüfkörpers. Der geringere Radius könnte die stärkeren Abplatzungen begünstigt haben.

Zeit [min:s]	Beobachtungen während der Prüfung
2:30	Auswurf von Betonabplatzungen aus dem Schornstein, Größe ca. max. 2 mm, Betonabplatzungen hörbar
8:30	Längsrisse vom Rand in Richtung Transportösen ca. 40 cm lang, Längsrisse im Scheitelbereich, mehrere Querrisse
14:30	Kein Betonauswurf mehr erkennbar, sehr starker Wasseraustritt aus den Längs- und Querrissen (in flüssiger und gasförmiger Form)
19:30	Wasser läuft sehr stark aus Rissen aus, zum teil kochend (Blasenbildung), max. Rissöffnung an den Querrissen 0,4 mm
34:00	Tiefe Risse an beiden Scheitelbereichen maximale Rissöffnung 1,1 mm, in Bogenrichtung umlaufende Querrisse
46:00	Längsriss über den Scheitel durchgehend über Bauteildicke, Rissöffnung 1,2 mm
26:00	Schwarzfärbung der Fugen weitet sich leicht aus
1:06:00	Optisch Abnahme des Wasseraustritts
1:30:00	Oberfläche kaum noch händisch berührbar (Temperatur zu hoch „infolge Wärmedurchgang und Wasseraustritt über den Rissen)

Tab. 20: Beobachtungen während der Prüfung des Gewölbes

## 6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Rahmen der hier dargestellten Untersuchungen wurden zunächst 30 kleinformatische Prüfkörper (Würfel mit einer Kantenlänge von 300 mm) aus SVB unterschiedlicher Zusammensetzung einer Brandbeanspruchung nach der Temperatur-Zeit-Kurve der ZTV-ING, Teil 5, Tunnelbau, unterzogen. Sowohl bei Normklima als auch im Wasserbad konditionierte Prüfkörper wurden untersucht.

Diese Vorversuche an unbewehrten und unbelasteten Würfeln hatten in erster Linie Hinweischarakter. So konnten erste Rückschlüsse gezogen werden, wie sich einzelne die Betonfeuchtigkeit, die Zementart, die Art der Gesteinskörnung und der Fasergehalt auf das Abplatzverhalten auswirken könnten.

Die Verwendung kalzitischer Gesteinskörnungen, der Einsatz der Zementart CEM II / A-LL 32,5 R und eine Wasserkonditionierung führten bei den Vorversuchen tendenziell zu schlechteren Versuchsergebnissen. Die Herstellung von SVB mit quarzitästischen Gesteinskörnungen und mit Zement CEM III / A 32,5 N wirkten sich dagegen positiv auf das Brandverhalten aus. Auch die Verwendung des Zements CEM I 32,5 R und die Konditionierung bei Normklima führte bei den Vorversuchen zu guten Ergebnissen. Die als Referenzprüfkörper hergestellten konventionellen normalfesten Betone sowie die fasermodifizierten SVB zeigten mit Abstand die geringste Abplatzneigung.

Da die Prüfkörpergröße und die -geometrie, die Bewehrung und die Belastung einen Einfluss auf das Verhalten unter Brandbeanspruchung haben, wurden die weiterführenden Brandversuche mit bewehrten Platten 600 mm x 500 mm x 300 mm durchgeführt. Bei der Auswahl der hierfür favorisierten drei SVB-Rezepturen wurden die Versuchsergebnisse der Würfelprüfungen und die schnellere Festigkeitsentwicklung von Betonen mit CEM I 32,5 R berücksichtigt.

Zusätzlich aufgenommen wurde aus Vergleichszwecken ein vierter SVB, der ursprünglich zur Errichtung einer Versuchsstrecke (Fluchtstollen) für den Schloßbergstunnel (FE 15.390/2003/ERB) verwendet werden sollte. Dieser Beton wird aufgrund seiner Verwendung in einem Fluchtstollen keiner Brandbeanspruchung ausgesetzt. Er muss somit nicht die Anforderungen erfüllen, die die ZTV-ING an Betone stellt, die für Bauteile beispielsweise im Hauptstollen eingesetzt werden. Der SVB-Schloßbergstunnel bietet jedoch eine nahezu direkte Vergleichbarkeit mit dem SVB V1-1; beide Beto-

ne unterscheiden sich nur in der Wahl der Gesteinskörnungen. Die Prüfkörper hatten eine Betondeckung von 50 mm.

Der Temperaturgradient, die Intensität der Abplatzungen sowie die Abplatztiefe korrespondierten bei den Plattenversuchen mit den Schädigungen, die mit den gleichen Rezepturen bei den Würfelprüfungen erzielt wurden. Gleiches galt für das Verhalten aufgrund der unterschiedlichen Konditionierung. Auch hier bewirkte eine höhere Betonfeuchtigkeit eine stärkere Abplatzneigung.

SVB, die unter Verwendung kalzitischer Gesteinskörnungen hergestellt wurden, verhielten sich in dieser Versuchsreihe schlechter als SVB mit quarzitästischen Gesteinskörnungen.

Ein Einfluss des verwendeten Betonzusatzstoffs konnte nicht zwingend beobachtet werden.

Durch den Einsatz von Polypropylen-Fasern konnte bei der Prüfung der unbelasteten Platten bei SVB mit kalzitischer Gesteinskörnung das Abplatzverhalten deutlich gegenüber kalzitischem SVB ohne Fasern verbessert werden. Dadurch wurde im Gegensatz zu den anderen SVB hier das Temperaturkriterium von  $\leq 300^\circ\text{C}$  in 50 mm Betontiefe eingehalten.

In einer weiteren Versuchsreihe mit drei Prüfkörpern kam die Einflussgröße „Belastung“ hinzu. Die bewehrten Platten wurden während der Brandbeanspruchung einer realitätsnahen Normalkraft von 1.440 kN/m ausgesetzt. Der SVB-Prüfkörper mit CEM I 32,5 R und quarzitästischer Gesteinskörnung zeigte dabei sehr gute Ergebnisse. 50 mm unter der Betonoberfläche wurden Temperaturen von maximal  $300^\circ\text{C}$  erreicht.

Ein sehr starkes Abplatzverhalten wies der ursprünglich für den Schloßbergstunnel konzipierte SVB auf. Dies wird auf die Verwendung der kalzitischen Gesteinskörnung zurückgeführt.

Der fasermodifizierte SVB zeigte bei den belasteten Versuchen stärkere Abplatzungen als bei den unbelasteten Versuchen.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das Brand- und Abplatzverhalten von selbstverdichtenden Betonen nicht einheitlich ist. Es unterscheidet sich sehr stark in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des SVB. Dabei haben insbesondere der eingesetzte Zement und die verwendeten Gesteinskörnungen einen wesentlichen Einfluss.

Bei dem untersuchten SVB V1-1 mit einem CEM I 32,5 R sowie quarzitästischen Gesteinskörnungen konnten die konstruktiven Randbedingungen der ZTV-ING, d. h. insbesondere eine maximale Be-

tondeckung von 60 mm, eingehalten und für die unbelasteten und belasteten Platten auf einen Faserzusatz verzichtet werden. Diese Aussage kann, muss jedoch nicht zwingend für großmaßstäbliche Prüfkörper mit realen Abmessungen gelten; insbesondere dann, wenn diese belastet werden. Gleichzeitig war es möglich, die Anforderungen der ZTV-ING in Bezug auf die Expositionsklasse und Festigkeitsentwicklung des SVB einzuhalten. bei den selbstverdichtenden Betonen die mit kalzitischen Gesteinskörnungen hergestellt wurden, konnte der Zusatz von Kunststoffasern die Tiefe und Intensität von Betonabplatzungen verringern. Hier hat sich bei den hier verwendeten Fasern ein Gehalt von 2 bis 3 kg/m<sup>3</sup> als praktikabel herausgestellt.

Die petrographisch-mineralogische Zusammensetzung der Gesteinskörnungen (kalzitisch oder quarzitisch) sowie die Zementart haben sich demnach als wesentliche Einflussgrößen herausgestellt. Es wird darüber hinaus vermutet, dass weitere Einflüsse vorhanden sind (z. B. Verhältnis der Bestandteile des SVB, Art des Fließmittels etc.). Diese Größen wirken sich auf die Rheologie des SVB und auf die sich ausbildende Porenstruktur aus, so dass auch Unterschiede im Brandverhalten möglich sind. Ein SVB mit CEM I 32,5 R und quarzitischer Gesteinskörnung muss deshalb nicht in jedem Fall „funktionieren“.

Auch eine Übertragung der hier beschriebenen Ergebnisse auf Normalbetone ist nicht ohne weiteres möglich, da diese geringere Festigkeiten aufweisen und sich das Betongefüge deutlich von SVB unterscheidet.

Bei den durchgeführten Versuchen wurde weiterhin festgestellt, dass die Belastung einen entscheidenden Einfluss auf das Brand- und Abplatzverhalten der SVB-Bauteile besitzt. Während SVB V1-1 sowohl unbelastet als auch unter Belastung der Brandbeanspruchung widerstand, wies der untersuchte Faser-SVB bei einer Brandbeanspruchung unter Normalkraftbeanspruchung stärkere Abplatzungen auf als der geprüfte unbelastete Prüfkörper. Das Temperaturkriterium konnte nicht eingehalten werden. In welcher Weise die Belastung wie auch größere Bauteilabmessungen das Abplatzverhalten beeinflusst und durch welche Maßnahmen das Brandverhalten verbessert werden kann, konnte im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht geklärt werden. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

## 7 Literatur

- [1] BOSTRÖM, L.: The performance of *Self-compacting concretes when exposed to fire*. SP Swedish National Testing and Research Institute, SP Report 2002-23, Borås, 2002.
- [2] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton DAfStb: *Sachstandsbericht „Selbstverdichtender Beton (SVB)“*, Stand Juli 1999
- [3] DIN-Fachbericht 100. „Beton“, Beuth-Verlag GmbH, Berlin 03.2003
- [4] GROSSMAYER, R.; GROH, M.; KARNER, A.; PÜRRER, E.: *Der Millennium Tower in Wien*. In: Beton 49 (1999), H. 5, S. 264-270
- [5] KERN, E.: *Technologie des hochfesten Betons*. Beton 43 (1993) H.3, S. 109-115
- [6] KÖNIG, G.; GRIMM, R.: *Hochleistungs-beton*. Betonkalender, Teil 1, 1996.
- [7] KORDINA, K.: *Brandschutzforschung im Betonbau. Ergebnisse aus den letzten Jahren*. Vorträge der DBV-Arbeitstagung „Forschung“ am 7. November 1996 in Wiesbaden, Deutscher Beton Verein, 1996.
- [8] MEYER-OTTENS, C.: *Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchungen*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 248, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1975.
- [9] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Richtlinie Faserbeton, Wien, März 2002.
- [10] PERSSON, B.: *Self-compacting concrete at fire temperatures*. Lund Institute of Technology, Lund University, Lund, 2003.
- [11] PICHLER, W.; HUBER, H.: *Gußbeton (High Flowable Concrete) – eine alte Einbauweise für Beton, neu entwickelt*. In: Zement + Beton, Wien, H. 1/1998, S. 18-19
- [12] REINHARDT, H.-W.: *Brandverhalten von Selbstverdichtendem Beton (SVB)*. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben DASTb V 433, 2004.
- [13] SCHNEIDER, U.; HORVATH, J.: *Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002) H. 4.
- [14] Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB): *Self-compacting concrete*. In: Cementbulletin Januar 2000, Wildegg, Schweiz
- [15] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING); Teil 3 Massivbau. Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Ver. 01.2003.
- [16] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING); Teil 5 Tunnelbau. Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Ver. 01.2003.





B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

## 2003

B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti  
von Weschpfennig € 11,50

B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahr-  
tafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht  
Eilers, Küchler, Quaas € 12,50

B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau  
Städling, Krocker € 12,00

B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das  
deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2  
Haardt € 13,50

B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung  
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50

B 45: Erfahrungssammlungen:  
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile  
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken  
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken  
aus wetterfesten Stählen  
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln  
Hemmert-Halswick € 13,00

## 2004

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im  
Tunnelbau  
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

## 2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken  
Steinauer, Scharnigg € 13,50

## 2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von  
Brückenbauwerken  
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann,  
Wiggenhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf-  
tung von Epoxidharz  
Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für  
das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3  
Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen  
Hydrophobierungsmitteln  
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überszug – Untersuchung der  
Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen  
Friedrich, Staeck in Vorbereitung

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im  
Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur  
Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen  
Dieser Bericht liegt **nur** in digitaler Form vor und kann kosten-  
pflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähler € 12,50

## 2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination  
mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von  
Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau  
Dieser Bericht liegt **nur** in digitaler Form vor und kann kosten-  
pflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der  
Expositionsklasse XF2

Dieser Bericht liegt **nur** in digitaler Form vor und kann kosten-  
pflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der  
Durchführung und Auswertung

Dieser Bericht liegt **nur** in digitaler Form vor und kann kosten-  
pflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel  
Sistenich € 14,50

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme  
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teiler-  
neuerung - Bewehrung  
Schröder € 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutz-  
plankenpfosten  
Schröder, Staeck € 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unter-  
füllstoff  
Eilers € 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau  
Dieser Bericht liegt **nur** in digitaler Form vor und kann kosten-  
pflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

---

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10  
D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.