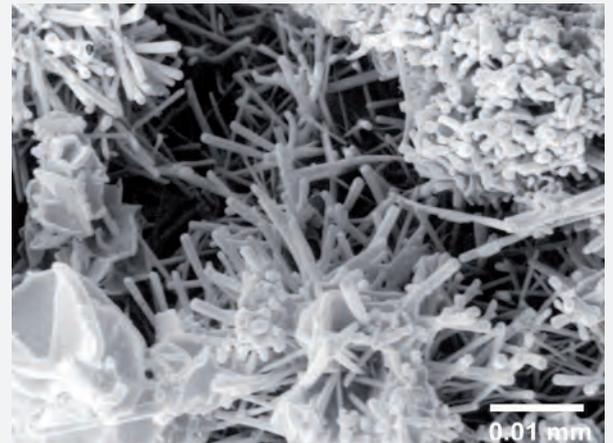


Symposium

Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft

5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Universität Karlsruhe (TH), 13. März 2008



Symposium

Betonbauwerke im Untergrund –
Infrastruktur für die Zukunft

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Dipl.-Wirt.-Ing. Ulrich Nolting
Dipl.-Ing. Michael Haist

Symposium

Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft

5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Universität Karlsruhe (TH), 13. März 2008

mit Beiträgen von:

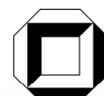
Dipl.-Phys. Alfred Becker
Dr.-Ing. Karsten Beckhaus
Dipl.-Ing. Edgar Bohner, MSc
Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Dipl.-Ing. Dr.-techn. Walter Casazza
Dipl.-Ing. Martin Fenchel
Dipl.-Ing. Robert Graf
Dipl.-Ing. Michael Haist
Dr.-Ing. Dr. rer. nat. Gunther Herold
Dr.-Ing. Muhammad Ikhwan
Dr.-Ing. Jürgen Laukemper
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Dipl.-Ing. Thomas Mutschler
Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. mult. Franz Nestmann
Dr.-Ing. Peter Oberle
Dipl.-Ing. Björn Siebert
Dr.-Ing. Punit Singh
Dipl.-Ing. Michael Vogel
Dr.-Ing. Rena Wandel-Hoefer

Veranstalter:

Universität Karlsruhe (TH)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
76128 Karlsruhe

VDB – Verband Deutscher Betoningenieure e. V.
Regionalgruppen 9 und 10

Betonmarketing Süd GmbH
Gerhard-Koch-Straße 2+4
73760 Ostfildern



Impressum

Universitätsverlag Karlsruhe
c/o Universitätsbibliothek
Straße am Forum 2
76131 Karlsruhe
www.uvka.de



Dieses Werk ist unter folgender Creative Commons-Lizenz
lizenziert: <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.0/de/>

Universitätsverlag Karlsruhe 2008
Print on Demand

ISBN 978-3-86644-214-6

Hinweis der Herausgeber:

Für den Inhalt namentlich gekennzeichnete Beiträge ist die jeweilige Autorin bzw. der jeweilige Autor verantwortlich.

Vorwort

Sich verändernde gesellschaftliche Bedürfnisse, der demographische Wandel und eine gleichzeitig wachsende Mobilität finden ihren Niederschlag in neuen Herausforderungen für die Baubranche. Dabei muss der steigende Bedarf an Infrastrukturbauwerken in den Bereichen Verkehr und Versorgung mit der Forderung nach einer möglichst hohen Lebensqualität auch in den Ballungsgebieten in Einklang gebracht werden. Als Lösung zeichnet sich eine zunehmende Verlagerung der Infrastruktur in den Untergrund ab.

Bei der Erstellung derartiger Bauwerke wird der Werkstoff Beton eine zentrale Rolle spielen. Im erdberührten Bereich ist dieser einer Vielzahl von schädlichen Einflüssen ausgesetzt. Darüber hinaus müssen die daraus erstellten Bauteile auch ihrer Schutzfunktion, beispielsweise in Form einer hohen Dichtigkeit gegenüber drückendem Wasser oder anderen Stoffen, gerecht werden. Die geforderte hohe Lebensdauer macht gezielte betontechnologische Maßnahmen sowie ein umfassendes Lebenszyklusmanagement unabdingbar. Dieses erstreckt sich über den Werkstoff Beton hinaus auf die gesamte Baukonstruktion.

Das 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft“ gibt einen Überblick über die Probleme und Möglichkeiten beim Bauen im Untergrund. Dabei werden sowohl die betontechnologischen Grundlagen erläutert als auch die verschiedenen Bauteile und Bauweisen vorgestellt. Diese Techniken werden u. a. Anwendung beim Bau von drei Großprojekten in Karlsruhe, Stuttgart und Saarbrücken finden, die hier ebenfalls vorgestellt werden. Der begleitend erschienene Tagungsband fasst alle schriftlichen Beiträge zu den einzelnen Vorträgen zusammen.

Die Veranstalter

Inhalt

	Vorwort	V
Michael Haist Harald S. Müller	Bauen im Untergrund – Erdberührter Beton	1
Projekte		
Walter Casazza	Kombilösung Karlsruhe – Tunnelbau im Herzen der Stadt	11
Rena Wandel-Hoefer	Von der Stadtautobahn zur Uferpromenade – Städtebau in Saarbrücken	17
Jürgen Laukemper	Stuttgart 21 – Eine Herausforderung für die Betonbautechnik	23
Grundlagen		
Gunther Herold	Beton unter chemischem Angriff im Untergrund	29
Rolf Breitenbücher Björn Siebert	Dichtigkeit von Betonbauwerken	41
Harald S. Müller Michael Vogel	Lebenszyklusmanagement von Betonbauwerken	51
Bauteile und Bauweisen		
Robert Graf	Bohrpfähle aus Beton	69
Alfred Becker	Wannen aus Beton	81
Karsten Beckhaus	Spezialtiefbau	93
Franz Nestmann Peter Oberle Muhammad Ikhwan Punit Singh	Bau eines Höhlenkraftwerks zur Trinkwassergewinnung auf Java Teil 1: Gesamtkonzept zur energetischen Nutzung unterirdischer Wasserressourcen in Karstgebieten	109
Harald S. Müller Martin Fenchel Edgar Bohner Thomas Mutschler	Bau eines Höhlenkraftwerks zur Trinkwassergewinnung auf Java Teil 2: Konzeption und Realisierung des Sperrwerks unter Berücksichtigung örtlich verfügbarer Baustoffe und Technologien	121
	Programm des Symposiums	139

Bauen im Untergrund – Erdberührter Beton

Michael Haist und Harald S. Müller

Zusammenfassung

Bauwerke im Untergrund sind einer Vielzahl von schädlichen Einflüssen und Angriffen ausgesetzt, denen sie aufgrund ihres i. d. R. hohen volkswirtschaftlichen Werts besonders lange ohne Nutzungseinschränkungen standhalten müssen. Zu diesen Einwirkungen gehören neben gespannten und ungespannten Wässern insbesondere chemische Angriffe durch wässrige Säuren, gelöste Salze oder alternativ sehr salzarme Wässer. Die genauen Untergrundverhältnisse sind daher bereits bei der Planung von derartigen Bauwerken zu berücksichtigen und in eventuell notwendige Lebensdauerbetrachtungen mit einzubeziehen. Der vorliegende Beitrag gibt einen kurzen Überblick über die Hauptanforderungen, denen erdberührte Betone ausgesetzt sind und erläutert, wie diesen Anforderungen begegnet werden kann. Darüber hinaus wird auf verschiedene Bauweisen und Bauelemente eingegangen, die typisch für den Tiefbau sind. Dabei wird bei allen Themengebieten Bezug auf die einzelnen Fachbeiträge im vorliegenden Tagungsband zum 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft“ genommen.

1 Einführung

In vielen Bereichen des Bauens ist der Werkstoff Beton anderen Materialien wie beispielsweise Stahl oder Holz ebenbürtig und die Werkstoffauswahl – d. h. die Abwägung der Vor- und Nachteile der einzelnen Materialien – obliegt dem Bauherrn oder Planer. Anders ist dies, von wenigen Ausnahmen abgesehen, beim Bauen im Untergrund, d. h. für erdberührte Bauteile. Hier ist es insbesondere die Kombination der guten mechanischen Eigenschaften mit der hohen Dichtigkeit gegenüber eindringenden Stoffen und der hohen Dauerhaftigkeit gegenüber korrosiven Angriffen, die Beton zum einzig möglichen Material für solche Aufgaben macht. Dies gilt sowohl für kleine Baumaßnahmen, wie beispielsweise die Erstellung von flüssigkeitsdichten „weißen Wannen“ im Wohnungs- und Industriebau, als auch für Großprojekte im Untergrund, wie Tunnel und andere Infrastrukturbauelemente.

Die Tatsache, dass lediglich der Werkstoff Beton in der Lage ist, in Kontakt mit dem Untergrund sicher und vor allem dauerhaft seine Aufgabe zu erfüllen, belegt die hohen Anforderungen an das Material. Dementsprechend sollten für solche Einsatzzwecke nur hochwertige und auf die vorliegenden Anforderungen besonders abgestimmte Betone eingesetzt werden. Darüber hinaus sind die bauliche Durchbildung und das Herstellverfahren ebenfalls gezielt auf die Anwendung anzupassen. Beispielsweise kann eine für andere Baubereiche zulässige und dort vollkommen unkritische Rissbildung im Beton beim Bauen im Untergrund die Undichtigkeit des Bau-

werks zur Folge haben, obwohl der Beton selbst eine hohe Dichtigkeit gegenüber eindringenden Substanzen aufweisen mag.

Im vorliegenden Beitrag wird zunächst auf die grundsätzlichen gesellschaftlichen Veränderungen eingegangen, die zu einer zunehmenden Verlagerung von Infrastrukturbauelementen in den Untergrund führen. Weiterhin werden die Einwirkungen bzw. Angriffe vorgestellt, denen erdberührte Bauteile ausgesetzt sind sowie die hieraus resultierenden Anforderungen kurz angesprochen. Dabei wird auf die Beiträge einzelner Autoren in diesem Tagungsband verwiesen. Dies gilt auch für typische Bauarten und Bauweisen beim Bauen im Untergrund, auf die hier ebenfalls kurz eingegangen wird. Angeschrieben wird auch eine neue betontechnologische Entwicklung, der ultrahochfeste Beton, der insbesondere für erdberührte Bauteile ein erhebliches Innovationspotenzial verspricht.

2 Infrastruktur für die Zukunft

Die alternde Gesellschaft und der wachsende Wohlstand sowie die Befriedigung kultureller Bedürfnisse und des Wissensdurstes werden in Zukunft einen neuen Bedarf an Kultur- und Bildungseinrichtungen erzeugen. Im Verhältnis zu anderen Segmenten der Bautätigkeit dürfte dies aber ein eher kleines künftiges Bauvolumen darstellen, welches auch keine besonderen Technologien erfordert [1].

Anderes gilt für die Ver- und Entsorgungsnetze. Nahezu die Hälfte des deutschen Abwassernetzes wird als sanierungsbedürftig eingestuft. Gleichzeitig ist von einem gewissen Rückbau auszugehen („mo-

dernisierendes Downsizing“) [2]. Mit innovativen Materialien sind preiswerte und dauerhafte Instandsetzungen und Neubauten zu realisieren. Das Marktvolumen wird in Deutschland auf rd. 200 Mrd. Euro geschätzt [3].

Auch der Bau von Verkehrsbauwerken wird ein bedeutendes Segment der zukünftigen Bautätigkeit darstellen. Zwar wird der Individualverkehr in Deutschland nur noch moderat anwachsen, für den Güterverkehr wird allerdings auch infolge der EU-Osterweiterung ein großer Zuwachs prognostiziert. Zur Steigerung der Wohn- und Lebensqualität sind Lückenschlüsse im Stadt-Umland-Bereich zu realisieren, und die Verkehrsberuhigung innerstädtischer Gebiete wird durch den Bau unterirdischer Infrastrukturbauwerke gelöst werden [1]. Beispiele hierfür sind die bereits in Planung befindlichen Großmaßnahmen „Stuttgart 21“ (komplette Verlegung des Hauptbahnhofs und seiner Hauptanschlüsse in den Untergrund [4]), die so genannte „Kombilösung“ in Karlsruhe (innerstädtischer Tunnel für die Straßenbahn und parallel geführte ober- und unterirdische Straßen- und Bahntrasse [5]) und die Umgestaltung des Saaruferes zur Promenade in Saarbrücken (Verlegung der Stadtautobahn und Gestaltung einer Uferpromenade [6]).

Sicherlich ist das Bauen von unterirdischen Verkehrswegen nicht neu. Untergrundbahnen gibt es beispielsweise seit mehr als 140 Jahren in London, Budapest und Paris seit 1896 bzw. 1900 und in vielen anderen Weltstädten wie auch Berlin (1902) und Hamburg (1912) sowie seit 1971 in München. Neu ist jedoch die Tatsache, dass mittlerweile kleinere Städte solche kostenaufwändigen Großbaumaßnahmen planen und die Motivation hierfür weniger in der Verkehrsbewältigung als vielmehr in der Verkehrsberuhigung liegt [1]. Diese Veränderungen bilden den Rahmen für das 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft“.

3 Anforderungen an erdberührte Bauteile

3.1 Wasserundurchlässigkeit

Erdberührte Bauteile aus Beton müssen häufig neben rein statischen Anforderungen auch die Aufgabe der Abdichtung gegenüber eindringenden Medien erfüllen. Dieser Anforderung wird im Allgemeinen durch die Verwendung von wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) und durch zusätzliche Maßnahmen bei der Ausbildung von Fugen Rechnung getragen. Darüber hinaus muss sichergestellt sein, dass im Beton entstehende Risse in ihrer Anzahl und Breite minimiert werden, damit ein nennenswerter Wassertransport zielsicher verhindert wird.

Trotz vielfältiger betontechnologischer Möglichkeiten ist die Gewährleistung einer absoluten Dichtigkeit – d. h. der vollständigen Sperrung eines Wassertransports in Richtung des Feuchte- bzw. Druckgradienten – nur bedingt möglich [7]. Diese systemimmanente Eigenschaft ist auf die Mikrostruktur von Beton zurückzuführen. In Abhängigkeit vom Wasserzementwert verfügt Beton über ein mehr oder minder großes, vernetztes System aus Kapillarporen, das aufgrund seiner kapillaren Saugwirkung in der Lage ist, Wasser zu transportieren.

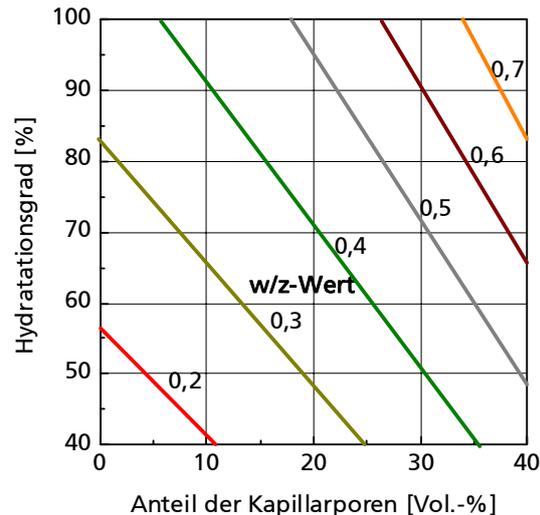


Abb. 1: Kapillarporenvolumen eines Zementsteins in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für verschiedene Wasserzementwerte [7]

Abbildung 1 zeigt den volumetrischen Anteil der Kapillarporen im Zementstein in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und Wasserzementwert. Daraus wird deutlich, dass der Kapillarporenanteil für w/z-Werte kleiner 0,40 gegen Null strebt, wodurch auch das Wassertransportvermögen des Zementsteins bzw. Betons ein Minimum erreicht. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass dies lediglich bei einer vollständigen Hydratation, d. h. einer ausreichend langen Hydratationsdauer der Fall ist. Wird der Beton hingegen zu früh einem starken Feuchtegradienten ausgesetzt, zeigen auch vermeintlich wasserundurchlässige Betone ein nicht unbeträchtliches Wassertransportvermögen. Die ebenfalls im Zementstein enthaltenen Gelporen sind untereinander nicht vernetzt und tragen somit auch nicht zum Wassertransport bei [7, 8].

Abbildung 2 zeigt die Wassereindringtiefe, bestimmt nach DIN 1048-5 [9], in Abhängigkeit vom w/z-Wert des Betons. Hieraus wird deutlich, dass die Dichtigkeit von Zementstein im Wesentlichen eine Funktion seiner Porenstruktur ist. Dieser Tatsache wird auch in den einschlägigen Normen Rechnung getragen [10].

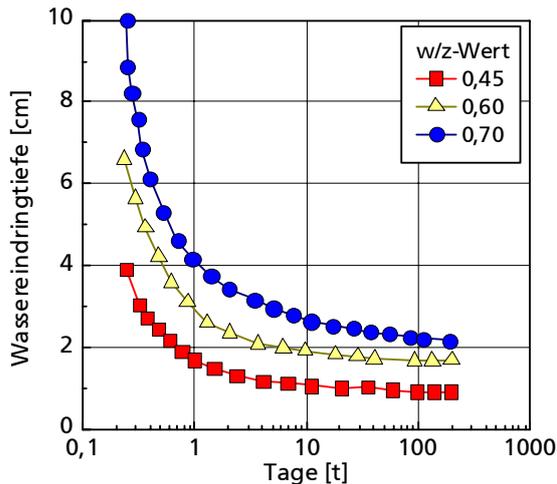


Abb. 2: Wassereindringtiefe in Beton nach DIN 1048-5 [9] bei Beaufschlagung mit gespanntem Wasser in Abhängigkeit von der Zeit für unterschiedliche w/z-Werte [7]

Nach DIN 1045-1 [11] sind für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von wasserundurchlässigen Bauwerken zusätzliche Nachweise nach der WU-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [12, 13] zu erbringen bzw. bestimmte Anforderungen einzuhalten. Diese legt dazu sowohl Beanspruchungs- als auch Nutzungsklassen fest, denen das Bauteil bzw. Bauwerk zugeordnet werden muss. Bei den Beanspruchungsklassen wird zwischen einer ständigen Wasserbeaufschlagung mit oder ohne gespanntem Wasser (Beanspruchungsklasse 1) sowie zwischen Bodenfeuchte und abfließendem Sickerwasser (Beanspruchungsklasse 2) unterschieden. Den Beanspruchungsklassen 1 und 2 stehen wiederum zwei Nutzungsklassen A und B gegenüber. Diese regeln die pro Zeiteinheit durch den Beton bzw. durch Risse und Fugen transportierte Wassermenge indirekt über nutzungsorientierte Parameter. Für Bauwerke der Nutzungsklasse A ist dabei ein Feuchtetransport in flüssiger Form gänzlich auszuschließen. Dies bedeutet, dass Feuchtestellen an der Bauteiloberfläche zwingend vermieden werden müssen, d. h. das Kapillarporensystem an der Bauteiloberfläche darf nicht vollständig gesättigt sein. Daher müssen sich an der Rauminnenseite Verdunstung und Kapillarwassertransport ausgleichen. Werden darüber hinaus noch weitere nutzungstechnische Anforderungen beispielsweise an das Raumklima gestellt, so ist in diesen Fällen eine ausreichende Lüftung, d. h. ein Abtransport der Raumfeuchte sicherzustellen.

Weniger scharfe Anforderungen sind in der Nutzungsklasse B vorgeschrieben. Hier ist insbesondere im Bereich von Fugen die Bildung von Feuchtestellen zulässig. Dies bedeutet, dass es im Gegensatz zu Bauteilen der Nutzungsklasse A ausreichend ist, wenn die Verdunstungsfront in manchen Bereichen

des Bauteils an dessen Oberfläche liegt und die Kapillarporen bis in diesen Bereich gesättigt sind. Damit kommt es zur Kondensatbildung an der Bauteiloberfläche.

Die Einhaltung der nutzungsspezifischen Anforderungen wird in der WU-Richtlinie [12] durch verschiedene Maßnahmen sichergestellt. Bei diesen handelt es sich neben der Regelung der Betonzusammensetzung um Hinweise zur Mindestbauteildicke, zur Ausbildung von Fugen und zur Eigen- und Zwangspannungsbemessung [10, 14, 15, 16].

Der Wassertransport durch den Beton selbst bzw. durch Risse und Fugen kann neben der Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit jedoch noch andere, weitreichende Folgen haben. Ein kontinuierlicher Flüssigkeitstransport durch das Kapillarsystem des Betons geht i. d. R. mit Ausblühungen auf der Bauteilinnenseite einher. Hierbei handelt es sich weitgehend um Calciumhydroxid, das aus dem Zementstein ausgewaschen wird und Verfärbungen auf der Bauteiloberfläche in Form von Calciumcarbonatablagerungen hinterlässt. Diese Ausblühungen sind für das Bauteil zumeist unschädlich, stellen jedoch oftmals einen optischen Mangel dar. Gleichzeitig sind sie auch ein Indiz für Undichtigkeiten des Bauteils. Grundsätzlich muss jedoch beachtet werden, dass die ständige, einseitige Wasserzufuhr von Außen in Verbindung mit einer Trocknung auf der Bauteilinnenseite eine beschleunigte Carbonatisierung des Betons zur Folge haben kann. Bei gleichzeitig optimalen Feuchtebedingungen in der Trocknungsrandzone (Diffusionsbereich) ist somit die Gefahr einer verstärkten Bewehrungskorrosion gegeben. Sie kann durch die gezielte Abstimmung der Betonqualität und der Betonüberdeckung auf die Lage der Verdunstungsfront im Beton deutlich reduziert werden.

3.2 Frostbeanspruchter Beton

Eine Schädigung des Bauteils infolge einer hohen Durchfeuchtung ist dann zu erwarten, wenn die Bauteiloberfläche zusätzlich einer Frostbeanspruchung ausgesetzt ist oder wenn das einströmende Wasser für den Beton oder die Bewehrung schädliche Stoffe enthält. Eine Kombination aus beiden Einwirkungen ist beispielsweise bei Stützwänden oder den Einfahrbereichen von Straßentunnels gegeben. Neben dem bergseitig eindringenden Wasser sind derartige Bauelemente insbesondere im Winter auch einer Spritzwasserbeaufschlagung mit Tausalzen ausgesetzt. Bereits die hohe Wassersättigung durch das Bergwasser führt beim Gefrieren zu einer zunehmenden Schädigung des Zementsteins, insbesondere in der oberflächennahen Randzone. In Verbindung mit den Chloriden aus Tausalzen wird zusätzlich die Wassersättigung der betroffenen Bereiche erhöht und der Schädigungsprozess erheblich beschleunigt.

3.3 Beton unter chemischem Angriff

Charakteristisch für erdberührte Bauteile ist die Gefahr eines chemischen Angriffs beispielsweise durch aggressive Wässer oder eindringende Schadstoffe. Hierbei muss zwischen lösenden und treibenden Angriffen unterschieden werden [7, 8].

3.3.1 Lösende Angriffe

Unter einem lösenden Angriff versteht man die fortschreitende Zersetzung des Zementsteins bzw. ggf. auch der Gesteinskörnung durch Säuren bzw. austauschfähige Salze. Im Bereich des Bauens im Untergrund sind dies im Wesentlichen stark saure Grund- und Gebirgswässer wie beispielsweise Mineralwässer mit hohen Gehalten an Kohlensäure oder gelösten Salzen. Beim Bauen in moorigen oder stark tonhaltigen Böden kann durch organische Zersetzungsprozesse neben Kohlensäure zusätzlich auch Schwefelsäure gebildet werden. Letztere hat neben einer lösenden auch eine treibende Wirkung und führt zu einer massiven Schädigung des Betons. Schwefelsäure ist darüber hinaus im Bereich landwirtschaftlicher Betriebe anzutreffen.

Ebenfalls zur Gruppe der lösenden Angriffe gehört die Auslaugung durch weiches Wasser, wie beispielsweise Schmelz- und Regenwasser. Dabei wird in einem langsamen, aber stetigen Prozess Calciumhydroxid aus dem Beton ausgelöst. Dies hat neben dem Abfall des pH-Werts der Porenlösung und einer damit verbundenen Depassivierung des Bewehrungsstahls eine fortschreitende Zersetzung des Zementsteins zur Folge. Diesem zerstörenden Angriff kann begegnet werden, indem das Eindringen von Wasser in den Beton minimiert oder gänzlich ausgeschlossen wird.

Eine massive Schädigung des Betons ist auch zu erwarten, wenn dieser mit wässrigen Lösungen aus Salzen in Berührung kommt, deren Basen schwächer sind als die des Calciumhydroxids. Dies gilt insbesondere für Magnesiumsulfate und Ammoniumsalze. Magnesiumsulfate sind besonders stark betonangreifend und kommen vor allem in Dolomitgesteinen vor. Auch in industriellen Abwässern sind ggf. große Mengen an Magnesiumsulfaten anzutreffen, die neben ihrer lösenden Wirkung auch eine treibende Wirkung durch die Sulfatkomponente besitzen.

Im Bereich der Landwirtschaft muss der Untergrund darüber hinaus besonders auf die Anwesenheit von Ammoniumsulfat (z. B. aus Dünger) untersucht werden. Dieses führt zu einer starken Schädigung des Betons.

Grundsätzlich gilt für alle lösenden Angriffe, dass diese mit fallendem pH-Wert der Säure bzw. steigender Salzfracht erheblich verstärkt werden. Die betontechnologische Maßnahme gegen derartige Angriffe besteht in der Verbesserung der Dichtigkeit

des Betons und damit der Minimierung der Angriffsfläche. Grundsätzlich ist es jedoch nicht möglich, eine Schädigung des Betons bei dieser Angriffsart allein durch betontechnologische Maßnahmen zu verhindern.

3.3.2 Treibende Angriffe

Wie bereits erwähnt, erweist sich insbesondere die Zufuhr von Sulfat zum erhärteten Beton als besonders schädlich. Während Sulfat im frischen Zustand ein beschleunigtes Erstarren verhindert, führt es im erhärteten Beton zu einer vollständigen Zerstörung des Betongefüges. Dies ist auf die treibende Wirkung der Reaktion von Sulfat mit den Aluminatphasen des Zements bzw. Zementmörtels und Wasser zurückzuführen. Bei dieser Reaktion, die mit einer starken Volumenvergrößerung einhergeht, entstehen große Mengen an Ettringit, das zunächst in die Poren des Zementsteins einwächst und dort bei nicht ausreichendem Platzangebot einen Sprengdruck aufbaut. Gleiches gilt für Gips, der ebenfalls durch Zufuhr von Sulfationen durch die Reaktion mit Calcium im Zementstein entstehen kann [7, 8].

Sulfate können sowohl aus natürlichen Quellen im Boden als auch aus industriellen Prozessen oder der Landwirtschaft stammen (siehe E DIN 4030-1 [17]). Wie bereits erläutert stellen dabei Magnesium- und Ammoniumsulfate eine besondere Gefahr dar, da diese gleichzeitig einen lösenden Angriff verursachen. Die Reduktion des Gehalts an Tricalciumaluminat (C_3A) im Zement zur Vermeidung der schädlichen Ettringitbildung ist in Anwesenheit dieser Salze daher nur bedingt zielführend. Anders stellt sich dies hingegen für Calcium- oder Natriumsulfat dar, denen durch Verwendung eines hoch sulfatbeständigen Zements (HS-Zement mit geringem C_3A -Anteil) begegnet werden kann.

Besondere Beachtung in diesem Zusammenhang haben in den vergangenen Jahren einige Schadensfälle infolge von Thaumasitbildung erlangt, die vornehmlich im angelsächsischen Raum aufgetreten sind. Thaumasit bildet sich bei Kontakt von Beton mit karbonathaltigen Gesteinskörnungen und sulfathaltigen Böden insbesondere bei niedrigen Temperaturen. Dabei reagieren die Calciumsilikathydrate (CSH-Phasen) des Zementsteins mit den Sulfationen aus dem betonangreifenden Wasser und den Karbonationen der calcitischen Gesteinskörnung und bilden dabei das Mineral Thaumasit. Zur Vermeidung einer Thaumasitschädigung sollten nach derzeitigem Kenntnisstand HS-Zemente verwendet und der Gehalt an Karbonaten (z. B. aus Kalksteinmehl) im Beton begrenzt werden. Grundsätzlich muss beim Bauen in Pyrit- und Markasit-haltigen Böden ein Gutachter hinzugezogen werden [18].

Der Sulfatgehalt und damit der zu erwartende Angriffsgrad werden bei Baugrunduntersuchungen

wenn möglich zunächst durch Messungen an entnommenen Wasserproben ermittelt. Diese Vorgehensweise ist i. d. R. ausreichend. Es sollte jedoch grundsätzlich überprüft werden, ob der anstehende Boden bzw. das Gestein Sulfidminerale enthält, bei deren Reaktion mit Sauerstoff Sulfate freigesetzt werden. Zu diesen Mineralen gehören insbesondere Pyrit und Markasit (siehe auch E DIN 4030-1 [17]).

3.4 Betontechnologische Maßnahmen

Wie bereits erläutert, gehört zu den wichtigsten betontechnologischen Maßnahmen beim Bauen im Untergrund die Reduktion des Wasserzementwerts und damit des Kapillarporengehalts des Betons. Hierfür sollte der w/z-Wert grundsätzlich kleiner 0,60 bzw. in Abhängigkeit von den Dauerhaftigkeitsanforderungen entsprechend den Vorgaben der Expositionsklassen nach DIN 1045-1 [11] in Verbindung mit DIN EN 206-1 [19] gewählt werden.

Für höchste WU-Anforderungen auch bei geringeren Bauteilquerschnitten sollte der w/z-Wert im Bereich von 0,45 angesiedelt sein. Dies wirkt sich darüber hinaus auch günstig auf die chemische Beständigkeit des Betons bei lösenden und treibenden Angriffen aus. Zum einen wird durch die verringerte Porosität bzw. Wasserdurchlässigkeit der Lösungsvorgang selbst, bzw. der Abtransport der Lösungsprodukte im Zementstein gebremst oder verhindert. Zum anderen weist die so hergestellte Zementsteinmatrix eine höhere Festigkeit auf und kann somit höhere Quelldrücke z. B. infolge eines treibenden Angriffs aufnehmen, bevor es zu einer Schädigung kommt. In diesem Zusammenhang hat sich auch die Verwendung von puzzolanen Zusatzstoffen als besonders vorteilhaft erwiesen. Durch die Reaktion mit dem Calciumhydroxid im Beton führen diese Stoffe zu einer erheblichen Reduktion der Kapillarporosität des Zementsteins und damit zu einer Verbesserung der Dichtigkeit des Betons.

Sind zusätzlich zur Wasserbeaufschlagung im anstehenden Grund- oder Bergwasser Sulfate gelöst, sollten ergänzend zu den bereits genannten Maßnahmen nur HS-Zemente – d. h. Zemente mit einem möglichst geringen Gehalt an Tricalciumaluminat – verwendet werden. Diese Maßnahme allein ist jedoch nicht ausreichend wenn Sulfat in Verbindung mit Magnesium oder Ammonium vorliegt. Wie bereits erläutert sind hier zusätzliche Schutzmaßnahmen vorzusehen. Insgesamt erscheint bei komplexen Bauaufgaben die Einbindung eines Sachverständigen grundsätzlich empfehlenswert.

Da eine Schädigung i. d. R. über das Porensystem des Zementsteins erfolgt – eine widerstandsfähige Gesteinskörnung vorausgesetzt – sollte die Zielsetzung einer Betonentwicklung darin bestehen, den Zementsteingehalt im Beton zu minimieren. Dies kann zum einen durch die Optimierung der Pa-

ckungsdichte der Gesteinskörnung als auch durch die Verwendung von Zusatzstoffen erfolgen. So wirkt sich beispielsweise die Verwendung eines möglichst großen Grobkorns bis 32 mm in Verbindung mit einer Sieblinie mit hoher Körnungsziffer positiv auf die Beständigkeit des Betons aus. Voraussetzung hierfür ist jedoch, dass der Beton noch ausreichend gut verarbeitet werden kann und somit Lunker und andere makroskopische Transportwege im Beton minimiert werden. Positiv ist in diesem Zusammenhang die Verwendung von Steinkohleflugasche zu sehen, die im frischen Zustand eine Verflüssigung und im erhärteten Zustand eine Verdichtung des Zementsteins bewirkt.

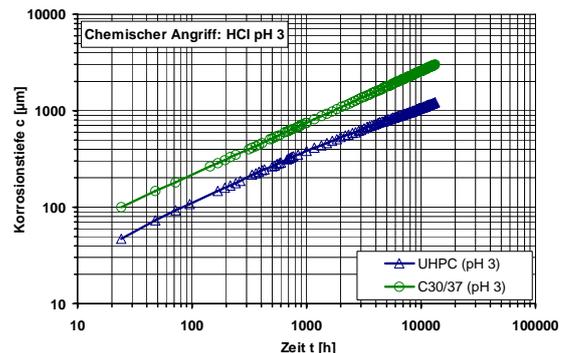


Abb. 3: Korrosionstiefe von normalfestem C30/37 und ultrahochfestem Beton (UHPC) bei Angriff durch salzsaures Wasser (pH 3) in Abhängigkeit von der Zeit [20]

Erstaunliche Ergebnisse im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Beton beim Angriff durch mineralsaure Wässer lassen sich beispielsweise mit ultrahochfesten Betonen erzielen. Abbildung 3 zeigt die Entwicklung der Korrosionstiefe in Abhängigkeit von der Zeit sowohl für einen ultrahochfesten Beton (UHPC) als auch einen herkömmlichen C30/37 bei einem Angriff durch salzsaures Wasser (pH 3). Dabei wird deutlich, dass der UHPC eine um den Faktor 2,5 erhöhte Dauerhaftigkeit bei einer Säurebeanspruchung besitzt. Die erhöhte Tragfähigkeit von UHPC ermöglicht darüber hinaus eine erhebliche Reduktion der Bauteilquerschnitte. Alternativ wäre auch der Einsatz von UHPC als Vorsatzschale gegen einen chemischen Angriff denkbar. In Kombination mit einer Faserbewehrung, beispielsweise aus säurebeständigen Kunststofffasern, ist darüber hinaus eine optimale Rissbreitenbegrenzung und damit Dichtigkeit gegeben [20].

4 Lebenszyklusmanagement von Betonbauwerken

Für alle im Kapitel 3 aufgeführten Angriffsarten, denen Betone beim Kontakt mit dem Untergrund ausgesetzt sein können, gilt grundsätzlich, dass der Grad einer möglichen Schädigung durch die Erhö-

hung der Dichtigkeit des Bauwerks und insbesondere des Betons erheblich reduziert werden kann. Dies führt zu einer hohen Lebensdauer, die beispielsweise für Infrastrukturbauwerke im Untergrund allein schon aus Kostengründen angestrebt werden muss.

Für die Prognose der Lebensdauer liegen heute bereits geeignete Ansätze vor. Neu und gleichzeitig auch unabdingbar ist bei diesen Verfahren insbesondere, dass sie den stark streuenden Charakter einer möglichen Schädigung berücksichtigen. Hierzu wird auf weitgehend etablierte statistische Methoden zurückgegriffen, die es gestatten, die Streuung sowohl der Einwirkungen als auch des Bauteilwiderstandes zu überlagern. Erste Erfahrungen auf diesem Gebiet belegen, dass auf diese Weise eine sichere Prognose des Bauwerkszustands für Zeiträume von bis zu 100 Jahren möglich ist [21].

Grundsätzlich erfordert eine Bemessung auf Dauerhaftigkeit oder eine Vorhersage der Lebensdauer eines Bauwerks die genaue Kenntnis der schädigenden Mechanismen. Derartige Schädigungs-Zeit-Gesetze liegen bislang nur für wenige Angriffsarten, wie beispielsweise die Carbonatisierung und die Schädigung durch Frost-Tauwechsel in ausreichender Genauigkeit vor. Erheblicher Forschungsbedarf besteht in dieser Hinsicht hingegen noch auf den Gebieten der Bewehrungskorrosion und der schädigenden chemischen Angriffe.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist es insbesondere bei teuren und langlebigen Betonkonstruktionen dringend angezeigt, ein geeignetes Lebenszyklusmanagement durchzuführen. Dieses umfasst für den Zyklusabschnitt Herstellung und Nutzung eines Bauwerks im Wesentlichen die Elemente probabilistische Dauerhaftigkeits- bzw. Lebensdauerbemessung, die darauf aufbauende intervallmäßige Inspektion und ggf. Monitoringmaßnahmen zur ständigen Überwachung kritischer Bauwerksbereiche. Letztere ermöglichen die kontinuierliche Aktualisierung der Lebensdauerprognose bzw. eine optimierte Instandhaltungsplanung und -durchführung. Der hieraus resultierende Nutzen besteht insbesondere darin, dass die baulichen Gesamtinvestitionen, also die Summe aus Erstellungs- und Unterhaltungskosten, unter Berücksichtigung einer vom Bauherrn vorgegebenen Lebensdauer minimiert werden können [21].

5 Bauweisen im Untergrund

5.1 Weiße Wanne

Ein wichtiges Bauelement ist die so genannte weiße Wanne, bei der der Beton sowohl lastabtragende als auch abdichtende Funktionen erfüllt. Neben der Konzeption des eigentlichen Betons für eine weiße Wanne besteht eine weitere Hauptaufgabe des Planers in der Festlegung der Beanspruchungs- und

Nutzungsklassen sowie im Nachweis der Rissbreitenbeschränkung. Neben lastinduzierten Spannungen müssen dabei insbesondere Belastungen aus dem hygrischen und thermischen Verformungsverhalten berücksichtigt werden. In Bezug auf den zuerst genannten Aspekt ist wiederum die exakte Kenntnis des Schrumpf- und Schwindverhaltens des Betons erforderlich. Von Vorteil sind hier schwindarme Mischungen, wie sie beispielsweise durch einen hohen Gehalt an Gesteinskörnung in Kombination mit einem geringen Wasserzementwert erzielt werden können. Auch die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen oder der Einsatz von Flugasche wirkt sich günstig aus. Mit der Verwendung derartiger Zemente oder Zusatzstoffe geht eine Reduktion der freigesetzten Hydratationswärme einher, wodurch wiederum Eigen- und Zwangspannungen minimiert werden können. Dies gilt insbesondere für besonders große oder massive Bodenplatten. Bei deren Herstellung müssen zusätzlich die Umgebungsbedingungen berücksichtigt werden. Besonders im Sommer kann die Betonage auf einen sehr warmen, sonnenbeschienenen Untergrund mit gekühltem Beton zur Bildung von Eigenspannungen auf der Plattenober- und -unterseite führen. Der dadurch in die Platte eingeprägte – in diesem Fall sehr ungünstige – Nullspannungstemperaturverlauf kann eine Rissbildung und damit eine Undichtigkeit der Platte zur Folge haben. Nähere Angaben zur Ermittlung der Nullspannungstemperatur und zur Bemessung von Platten finden sich in [22, 23]. Ein besonderes Augenmerk ist auf die Ausbildung von Fugen zu richten.

5.2 Bohrpfähle

Bei der Herstellung von Bohrpfählen müssen verschiedene Verfahren unterschieden werden, die gleichzeitig auch zu unterschiedlichen Anforderungen an den eingesetzten Beton führen [24]. Entscheidend ist aus betontechnologischer Sicht, ob der Beton bei der Herstellung eines Pfahls in Berührung mit Wasser bzw. einer Stützflüssigkeit kommt oder nicht. Für alle Ausführungsarten gilt, dass der Beton einen möglichst hohen Entmischungswiderstand aufweisen sollte. Die Entwicklung der Frischbetoneigenschaften von Bohrpfahlbetonen ist somit als Optimierungsprozess zwischen der Sicherstellung einer ausreichenden Entmischungsstabilität und der Gewährleistung einer guten Konsistenz anzusehen. Möglich wird dies durch den Einsatz moderner Betonzusatzmittel wie Fließmittel und Stabilisierer. Insbesondere sind Stabilisierer bei der Herstellung von Unterwasserbeton für nicht-trocken hergestellte Bohrpfähle unerlässlich.

Weiterhin muss beachtet werden, dass das Einbringen des frischen Betons i. d. R. unter erhöhtem Druck geschieht. Die Verarbeitbarkeit der Mischungen muss somit sowohl unter atmosphärischen als

auch unter Überdruckbedingungen sichergestellt sein. Hierzu sind ggf. gesonderte Prüfungen erforderlich [25].

Die Herstellung von Bohrpfählen aus Beton unterliegt derzeit DIN 1054 [26], DIN EN 1536 [27], DIN 4014 [28], DIN Fachbericht 129 [29] sowie DIN 1045 [11]. Nach [30] handelt es sich bei diesen Normen jedoch z. T. um Übergangsregelungen, die ab 2010 im Wesentlichen durch die Normen DIN EN 1997-1 [31] in Verbindung mit der Restnorm DIN 1054 [26] abgelöst werden. Diese Normen schreiben in Abhängigkeit vom Einsatzzweck bestimmte Mindestzementgehalte vor, begrenzen den Wasserzementwert auf Werte kleiner 0,60 und treffen Festlegungen bezüglich der Konsistenz in Abhängigkeit vom Einsatzzweck. Weiterhin werden in diesen Normen Aussagen zur Bewehrung der Bohrpfähle getroffen [30].

Grundsätzlich gelten für Bohrpfahlbetone die gleichen Anforderungen bezüglich ihrer Dauerhaftigkeit gegenüber einem chemischen Angriff bzw. für die Wasserundurchlässigkeit wie auch für andere erdberührte Konstruktionen. Eine Besonderheit ist sicherlich in der Tatsache zu sehen, dass die Oberfläche von Bohrpfählen schon während der Betonage bzw. für verrohrte Bohrlöcher bereits in sehr jungem Alter in Kontakt mit dem anstehenden Erdreich und damit auch mit schädlichen Substanzen kommt. Es muss daher sichergestellt sein, dass ein Eintrag von großen Mengen an schädlichen Stoffen (wie beispielsweise Sulfate, Chloride, Salze etc.) in den noch frischen oder jungen Beton vermieden wird. Darüber hinaus kann auch der frühe Kontakt mit drückendem Wasser eine Vorschädigung zur Folge haben. Beiden Problemquellen kann durch eine entsprechende Absenkung des Grundwasserspiegels während der Bauzeit oder, wo dies nicht möglich ist, durch eine Verrohrung des Bohrlochs mit bodenseitiger Abdichtung oder durch eine ausreichende Spülung mit Stützflüssigkeit begegnet werden.

5.3 Elemente des Spezialtiefbaus

Zu den Elementen des Spezialtiefbaus werden im Folgenden Bauweisen gezählt, die auf dem Einpressen von festigkeitsbildenden Baustoffsuspensionen in das anstehende Erdreich beruhen. Darüber hinaus werden auch Schlitzwände und Bohrpfähle zum Bereich Spezialtiefbau gezählt.

Für die Herstellung von Schlitzwänden aus Beton gelten ähnliche betontechnologische Randbedingungen wie sie bereits für Bohrpfähle ausgeführt wurden [25, 32]. Die eingesetzten Betone unterliegen ebenfalls der Norm DIN 1045-2 [11] in Verbindung mit DIN EN 206-1 [19]. Die mit der Einführung dieser neuen Normengeneration verbundene Absenkung des zulässigen Wasserzementwerts zur Einhaltung bestimmter Dauerhaftigkeitsanforderungen (z. B.

chemischer Widerstand nach XA2) hat in der Vergangenheit dazu geführt, dass sowohl Bohrpfahl- als auch Schlitzwandbetone häufig nur noch unter Verwendung von Betonverflüssigern der neuen Generation auf PCE-Basis hergestellt werden konnten. Damit verbunden war ein erheblicher Anstieg der Viskosität der frischen Betone, was insbesondere bei der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen und bewehrten Schlitzwänden zu Problemen beim Ziehen der Verrohrung und beim Einbringen der Bewehrung führte.

Weitere Verfahren des Spezialtiefbaus sind das Mixed-In-Place Verfahren und Hochdruckinjektionen. Bei diesen Methoden werden hochfeine Zement- bzw. Mehlkornsuspensionen entweder maschinell in den anstehenden Boden eingefräst oder mit Hilfe von Hochdruckkanzen unter Verwendung von Druckluft eingepresst. In beiden Fällen entsteht ein Gemisch aus Zement, Wasser und Boden, welches erhärtet und somit zu einer verbesserten Tragfähigkeit des Untergrunds führt. Die für diese Technik erforderlichen Zementsuspensionen bestehen im Wesentlichen aus Zement und Wasser, denen geringe Mengen an tonigen Bestandteilen und organischen Zusatzmitteln beigefügt werden. Nähere Angaben hierzu sind in [25] enthalten.

6 Literatur

- [1] Müller, H. S.: Zum Baustoff der Zukunft. In: Gebaute Visionen – 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN (Hrsg.), Beuth Verlag, Berlin, 2007, S. 195-221
- [2] Rürup, B., Ostwald, D. A.: Bauen in einer alternden Gesellschaft. In: Stiftung Bauwesen, Stuttgart, Schriftenreihe, Heft 10, 2005, S. 17 – 41
- [3] Hillemeier, B.: Hochleistungsbeton – Internationale Entwicklungen. In: Zement + Beton (2004), Nr. 1, S. 2 – 6
- [4] Laukemper, J.: Stuttgart 21 – Eine Herausforderung für die Betonbautechnik. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 23-28
- [5] Casazza, W.: Kombi-Lösung Karlsruhe – Tunnelbau im Herzen der Stadt. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 11-16
- [6] Wandel-Hoefler, R.: Von der Stadtautobahn zur Uferpromenade – Städtebau in Saarbrücken. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkser-

haltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 17-22

[7] Grübl, P., Weigler, H., Karl, S.: Beton. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001

[8] Herold, G.: Beton unter chemischem Angriff im Untergrund. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 29-40

[9] Norm DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton, Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Beuth Verlag, Berlin, 1991

[10] Breitenbücher, R., Siebert, B.: Dichtigkeit von Betonbauwerken. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 41-50

[11] Norm DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teile 1 und 2. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Beuth Verlag, Berlin, November 2003

[13] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Heft 555, Beuth Verlag, Berlin, 2006

[14] Becker, A.: Wannen aus Beton. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 81-92

[15] Hohmann, R.: Abdichtung von Fugen bei Bauten aus wasserundurchlässigem Beton. In: Bauphysik Kalender, Cziesielski, E. (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002, S. 839-864

[16] Cziesielski, E., Fechner, O.: Wassertransport durch WU-Betonteile. In: Bauphysik Kalender, Cziesielski, E. (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002, S. 865-886

[17] Norm E DIN 4030-1: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase, Teil 1: Grundlagen und Grenzwert. Beuth Verlag, Berlin, 2006

[18] Breitenbücher, R., Heinz, D., Lipus, K., Paschke, J., Thielen, G., Urbanos, L., Wisotzky, F.: Sachstandbericht „Sulfatangriff auf Beton“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Heft 554, Beuth Verlag, Berlin, 2006

[19] Norm DIN EN 206-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[20] Scheydt, J. C., Herold, G., Müller, H. S.: Ultrahochfester Beton. In: Innovationen in der Betonbautechnik, 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 33-44

[21] Müller, H. S., Vogel, M.: Lebenszyklusmanagement von Betonbauwerken. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 51-68

[22] Müller, H. S., Haist, M.: Industrieböden aus Beton im Überblick. In: Industrieböden aus Beton, 4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2007, S. 1-10

[23] Foos, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Dissertation. Universität Karlsruhe (TH), Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 56, 2006

[24] Seitz, J. M., Schmidt, H.-G.: Bohrpfähle. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000

[25] Beckhaus, K.: Spezialtiefbau. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 93-108

[26] Norm DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin, 2005

[27] Norm DIN EN 1536: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle. Beuth Verlag, Berlin, 1999

[28] Norm DIN 4014: Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten. Beuth Verlag, Berlin, 1990

[29] Norm DIN Fachbericht 129: Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle. Beuth Verlag, Berlin, 2005

[30] Graf, R.: Bohrpfähle aus Beton. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 69-80

[31] Norm DIN 1997-1: Eurocode 7, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag, Berlin, 2005

[32] Triantafyllidis, T.: Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2004

7 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Dipl.-Ing. Michael Haist

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie,

Universität Karlsruhe (TH)

Gotthard-Franz Str. 3

76131 Karlsruhe

Kombi-Lösung Karlsruhe – Tunnelbau im Herzen der Stadt

Walter Casazza

1 Ausgangslage

Der öffentliche Nahverkehr hat sich in Karlsruhe in den letzten Jahren stürmisch entwickelt. Aufgrund des stetigen Ausbaus des Straßen- und Stadtbahnnetzes, der Modernisierung des Wagenparks, der Verdichtung des Fahrplans und der Einführung innovativer Tarifangebote sind die Fahrgastzahlen in Karlsruhe kontinuierlich gestiegen.

Mitte der 1980-er Jahren beförderten die Verkehrsbetriebe Karlsruhe noch 55 Millionen Fahrgäste pro Jahr. 1990 wurden fast 70 Millionen Fahrten durchgeführt, im Jahr 2003 rund 100 Millionen und in 2007 waren es bereits ca. 110 Millionen Fahrten. Innerhalb von zweieinhalb Jahrzehnten ist damit das Fahrgastaufkommen in Karlsruhe um über 100 Prozent gestiegen.

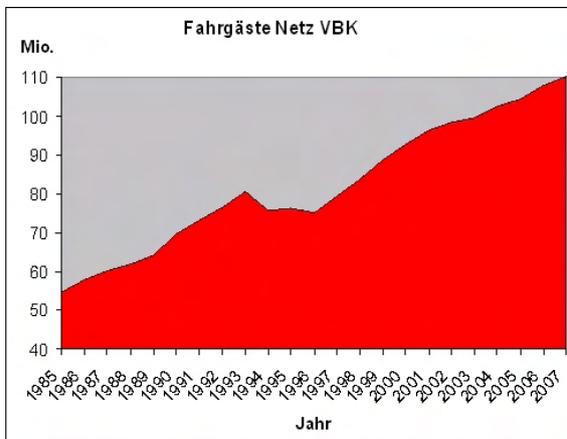


Abb. 1: Entwicklung Fahrgastzahlen

Nicht mit gewachsen ist allerdings die Schieneninfrastruktur in der Innenstadt. Die Bahnen fahren im Grunde auf denselben Trassen wie vor 100 Jahren. In der Kaiserstraße fahren abschnittsweise bis zu acht Straßen- und Stadtbahnlinien. Im Schnitt fährt in den Hauptverkehrszeiten jede Minute eine Bahn pro Richtung durch die Kaiserstraße, die Haupteinkaufsstraße der Fächerstadt. Zudem wurden die Bahnen aufgrund des hohen Fahrgastaufkommens länger und breiter. Ein Zugverband mit zwei Stadtbahnwagen hat eine Länge von 75 Meter und eine Breite von

2,65 Meter. Bis zu 500 Fahrgäste werden in einem einzigen Stadtbahnzug befördert.

Aufgrund der dichten Zugfolge behindern sich die Bahnen in der Kaiserstraße oft gegenseitig, die Wartezeiten vor den Haltestellen und den Signalanlagen werden immer länger. Ein Wachstum ist nicht mehr möglich. Zusätzliche oder längere Bahnen kann die Kaiserstraße nicht verkraften. Durch den dichten Bahnverkehr hat auch die Aufenthaltsqualität in der Kaiserstraße stark gelitten. Von einer Fußgängerzone kann nicht die Rede sein. Die Kritik der Bürger und Besucher wächst.



Abb. 2: Europaplatz

Daher überlegen sich die Stadtplaner und Kommunalpolitiker seit Jahren, wie man die Situation in der Karlsruher City verbessern könnte. Ziel ist, die städtebauliche Qualität zu verbessern, ohne die Erreichbarkeit der Innenstadt mit dem umweltfreundlichen Nahverkehr zu verschlechtern. Erste Überlegungen zur Untertunnelung der Kaiserstraße gab es bereits in den 1970-er Jahren. Anfang der 1990-er Jahre hatte der Karlsruher Gemeinderat den Bau eines Stadtbahntunnels unter der Kaiserstraße beschlossen. Die damaligen Pläne wurden allerdings 1996 in einem Bürgerentscheid verworfen. Anschließend wurden zahlreiche oberirdische Alternativen untersucht, sie stellten sich aber entweder als technisch nicht realisierbar oder wegen fehlender Zuschussfähigkeit als nicht finanzierbar heraus.

Ein vom Gemeinderat eingesetzter Arbeitskreis aus Stadtplaner, Verkehrsexperten und Kommunalpolitikern hat nach intensiver Überprüfung aller Mög-

lichkeiten zur Entlastung der Kaiserstraße unter Beachtung bereits erwähnter Randbedingungen 2001 erneut eine Tunnellösung vorgeschlagen. In einem umfangreichen Bürgerbeteiligungsprojekt unter dem Titel "City2015" haben sich im Jahr 2002 über 800 Bürger mit der Zukunft der Karlsruher Innenstadt beschäftigt. Nach der Bürgerbeteiligung hat der Karlsruher Gemeinderat am 23. Juli 2002 die so genannte Kombi-Lösung verabschiedet und beschlossen, darüber einen Bürgerentscheid durchzuführen.

Am 22. September 2002 hat die Karlsruher Bürgerschaft der Kombi-Lösung zugestimmt, die neben der unterirdischen Führung des Schienenverkehrs in der Kaiserstraße mit einem Südabzweig am Marktplatz auch den Umbau der Kriegsstraße mit einem Straßentunnel und dem Bau einer oberirdischen Bahntrasse vorsieht. Mit dieser Lösung können folgende verkehrliche und städtebauliche Ziele erreicht werden:

- Steigerung der Attraktivität des öffentlichen Nahverkehrs durch vom Fußgängerverkehr unabhängige Trassen
- Erhöhung der Kapazitäten des öffentlichen Nahverkehrs durch eine zusätzliche Trasse
- Hohe betriebliche Flexibilität
- Erhöhung der Aufenthaltsqualität und städtebauliche Aufwertung der Fußgängerzone
- Schienenfremde Fußgängerzone
- Förderung der Südentwicklung der Karlsruher City

Im Tunnel fährt die Bahn schneller und unabhängig von den Fußgängern, außerdem fallen zeitraubende Kreuzungen mit dem Individualverkehr weg. Der Bahnverkehr wird damit wesentlich beschleunigt. An der Oberfläche kann der Straßenraum umgestaltet werden. Sowohl der historische Marktplatz als auch die "Einkaufsmeile" Kaiserstraße werden schienenfrei und stehen nur noch den Fußgängern zur Verfügung.

2003 wurde die Karlsruher Schieneninfrastruktur-Gesellschaft gegründet, die mit der Planung, dem Bau und dem Betrieb der Kombi-Lösung beauftragt wurde. Bereits im Jahr 2004 wurde der Antrag auf Zuwendungen nach dem Gemeindeverkehrsfinanzierungsgesetz (GVFG) beim Land Baden-Württemberg gestellt. Das Planfeststellungsverfahren für den Stadtbahntunnel und das Bebauungsplanverfahren für die Straßenbahn in der Kriegsstraße wurden Anfang 2005 eingeleitet.

2 Kombi-Lösung

Die Planungsziele können nur mit der Kombi-Lösung erfüllt werden. Sie besteht aus den beiden Teilprojekten Stadtbahntunnel unter der Kaiserstraße mit Südabzweig in der Karl-Friedrich-Straße und Ettlinger Straße sowie der Straßenbahn in der Kriegsstraße mit einem Straßentunnel.

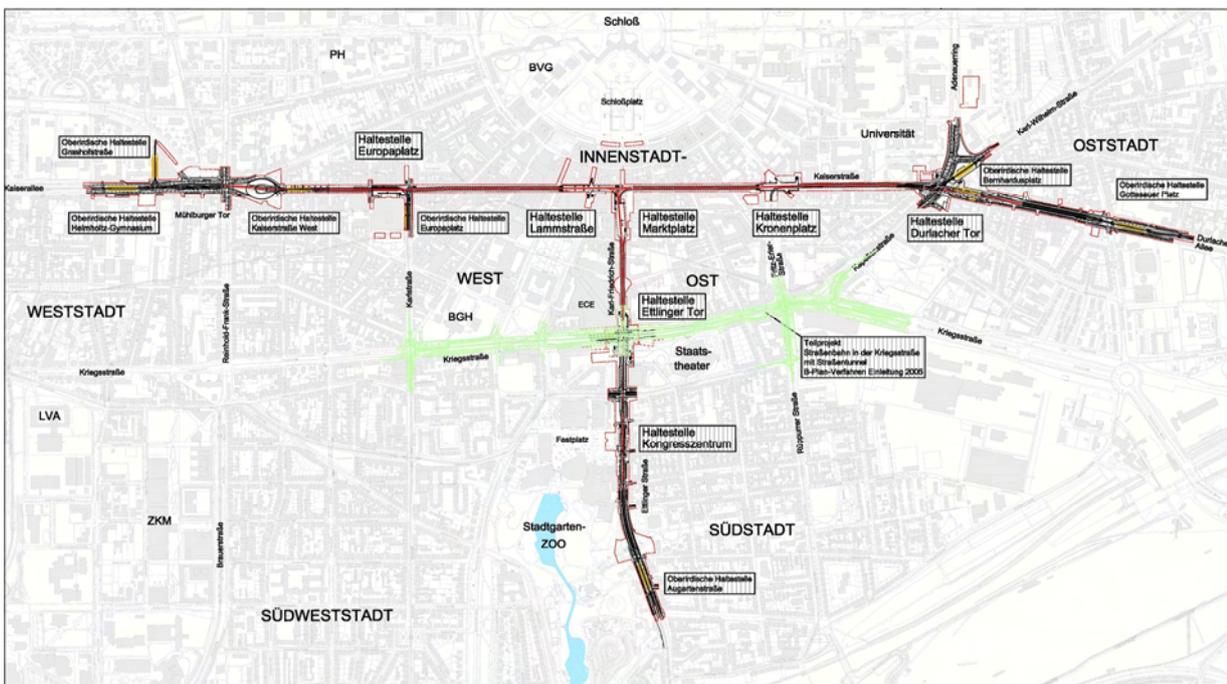


Abb. 3: Übersichtplan

3 Der Stadtbahntunnel

3.1 Planung

Der Stadtbahntunnel verläuft unter den beiden wichtigsten Achsen der Innenstadt: In West-Ost-Richtung unter der Kaiserstraße und mit einem Südabzweig am Marktplatz in Nord-Süd-Richtung unter der Karl-Friedrich-Straße sowie der Ettlinger Straße bis zur Augartenstraße. Die unterirdischen Streckengleise werden über Rampen am Mühlburger Tor, in der Durlacher Allee und im Bereich der Augartenstraße an das bestehende oberirdische Streckennetz angeschlossen. Die Haltestelle Mühlburger Tor wird wegen der Rampe in Richtung Westen vor das Helmholtz-Gymnasium verlegt. Die Nordstadtbahn wird mit einer Gleisverbindung an den Tunnel angeschlossen.



Abb. 4: Rampe Mühlburger Tor

Der Tunnel verbindet unterirdisch in West-Ost-Richtung auf einer Länge von rund 2,4 Kilometern die vier Haltestellen Europaplatz, Lammstraße, Kronenplatz, Durlacher Tor und in einer etwa einen Kilometer langen Nord-Süd-Röhre die drei Haltestellen Marktplatz, Ettlinger Tor und Kongresszentrum. Der Tunnel besteht aus einer Röhre mit einem Durchmesser von rund neun Metern, in die zwei Gleise verlegt werden. Damit können die Beeinträchtigungen an der Oberfläche im Vergleich zu zwei eingleisigen Tunnelröhren verringert und der Fahrkomfort erhöht werden.

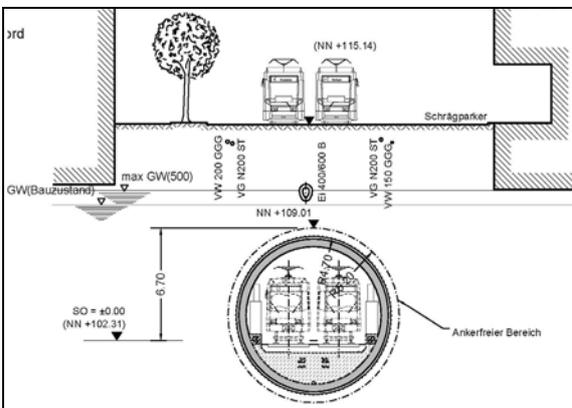


Abb. 5: Querschnitt Stadtbahntunnel, westlich des Europaplatzes

An den Haltestellen Europaplatz, Lammstraße und Ettlinger Tor ist unterirdisch ein direkter Zugang zu einzelnen Kaufhäusern möglich. Am Marktplatz entstehen künftig unterirdisch die gleichen Gleisverbindungen wie heute oben. Nur Stadtbahntunnel und oberirdische Strecke in der Kriegsstraße zusammen ermöglichen eine schienenfreie Fußgängerzone zwischen dem Europaplatz und dem Kronenplatz. Dadurch können die Fußgänger in einer attraktiven Kaiserstraße mit hoher Aufenthaltsqualität ungestört flanieren. Die Erreichbarkeit mit öffentlichen Verkehrsmitteln wird verbessert. Die Straßenbahnen fahren unbehindert und damit schneller und sicherer in die City. Auch die Autofahrer profitieren vom Stadtbahntunnel, da es an den Kreuzungen weniger Staus geben wird.

Die sieben neuen unterirdischen Haltestellen wurden unter Berücksichtigung der konstruktiven Randbedingungen des Stadtbahntunnels möglichst oberflächennah angeordnet.

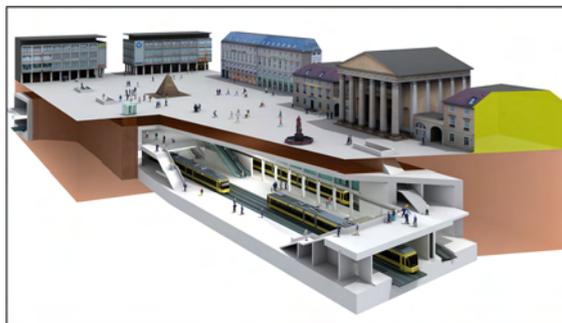


Abb. 6: Haltestelle Marktplatz

Sie besitzen jeweils zwei Außenbahnsteige, die abhängig vom Fahrgastaufkommen und den jeweiligen unterirdischen Platzverhältnissen eine Regelbreite von 4,50 m – 5,50 m aufweisen. Unter Berücksichtigung des Einsatzes von modernen Niederflurwagen und mittelflurigen Zweisystemfahrzeugen auf der Stadtbahntunnelstrecke, werden zur Gewährleistung der Barrierefreiheit Bahnsteighöhen von 34 cm und 55 cm über Schienenoberkante (SO) ausgebildet. Die Bahnsteiglänge von 100 m wurde für eine Zug-einheit als Doppeltraktion bzw. für das gleichzeitige Halten von zwei Einzelzügen ausgelegt. Dabei wurde eine Regelbahnsteighöhe von 34 cm und in einem Bereich von 15 m Länge eine Höhe von 55 cm berücksichtigt. Alle unterirdischen Haltestellen werden bedarfsgerecht nach betrieblichen Belangen ausgestattet.

Die Bahnsteige werden über mindestens zwei Treppenanlagen bzw. Fahrtreppen je Bahnsteig erschlossen. Die Anzahl und Breiten der Treppenanlagen wurden nach dem prognostizierten Fahrgastaufkommen dimensioniert und, den brandschutztechnischen Forderungen entsprechend, am Bahnsteigende platziert. Zur barrierefreien Erreichbarkeit erhält jeder Bahnsteig mindestens eine Aufzugsan-

lage. An den Bahnsteigenden sind, mit Ausnahme der Haltestelle Kongresszentrum, jeweils Zwischenebenen angeordnet, die eine flexible Nutzung der Zu- und Abgänge ermöglichen sowie kurze und einfache Umsteigebeziehungen zulassen.

Die Innenräume der einzelnen Haltestellen werden maßgeblich von der Funktionalität der Ingenieurbauwerke bestimmt.

Die Haltestellen sollen in zwei Raumkategorien gestalterisch unterteilt werden. Der Transferraum umfasst den gesamten Bereich der Treppenabgänge und Zwischenebenen, bis hin zum untersten Fußpunkt der Treppen auf der Bahnsteigebene. Hier wird die Konfiguration des Ingenieurbauwerks direkt abgebildet, ohne bauliche Zusätze oder Verkleidungen.

Der eigentliche Aufenthalts- und Wartebereich auf der Bahnsteigebene wird bestimmt durch einen hellen und beruhigenden Charakter. Im Gegensatz zum Transferraum sollen auf der Bahnsteigebene Platten, wie z. B. hochfeste, faserverstärkte (asbestfreie) Platten aus Beton eingesetzt werden.



Abb. 7: Haltestelle Marktplatz

Die Beleuchtung soll in Anlehnung an die notwendigen Abhängungen der Oberleitungen als Seilgepinst frei im Raum verspannt werden. Sicherheitsstreifen und Aufmerksamkeitsfelder sind fester Bestandteil der barrierefreien Innenraumgestaltung. Die Aufzugsfronten sind transparent ausgeführt und garantieren somit die soziale Kontrolle in diesen Bereichen.

Dem Thema Brandschutz wurde bereits in einer frühen Planungsphase hohe Bedeutung beigemessen. Mit nachfolgenden Grundprinzipien wird ausreichend Brandschutz nach aktuellen Normen und Vorschriften gewährt:

- Die Haltestellen müssen zwei unabhängige Ausgänge erhalten.
- Zu unterscheiden ist zwischen der Selbst- und der Fremdrettungsphase. Während der Selbstrettungsphase ist eine raucharme Schicht zu gewährleisten, deren Höhe 2,50 Meter nicht unterschreitet. Die Dauer der Selbstrettungsphase darf 15 Minuten nicht überschreiten.

- Die Dauer der Selbstrettungsphase muss größer sein als der Zeitpunkt bis die Haltestelle verbraucht ist.
- Die Treppenanlagen müssen als Fluchtweg ausreichend dimensioniert sein.

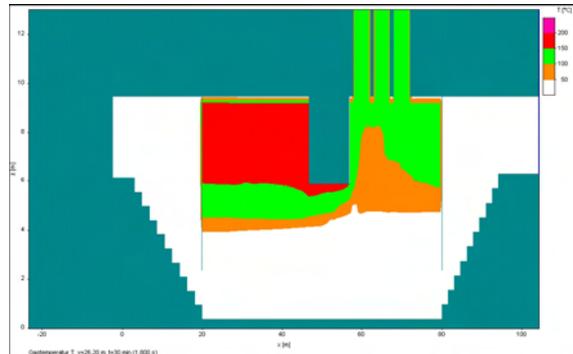


Abb. 8: Simulation Brandfall

3.2 Bauverfahren

Der Tunnel wird unterirdisch mit einer geschlossenen, flüssigkeitsgestützten Tunnelvortriebsmaschine (Hydroschild) hergestellt. Das Prinzip dieser Maschine besteht darin, dass eine zylindrische Stahlkonstruktion in der geplanten Tunnelachse vorgeschoben wird und gleichzeitig der Ausbruch des anstehenden Bodenmaterials über ein sich drehendes Schneirad erfolgt. Die Stahlkonstruktion sichert durch eine unter Druckluft stehende Stützflüssigkeit solange den Ausbruchhohlraum, bis an ihrem Ende die verbleibende Tunnelsicherung durch Stahlbetonfertigteile, so genannte "Tübbinge", eingebaut ist. Die Stahlkonstruktion muss dabei dem Druck des umgebenden Bodens widerstehen und das anstehende Grundwasser zurückhalten. Der Abtransport des mit einer Stützflüssigkeit vermischten Bodens erfolgt über Pumpen und Förderleitungen. Im Bereich der Baustelleneinrichtung werden Boden und Flüssigkeit in einer Separieranlage wieder voneinander getrennt. Bei dem vorgesehenen Tunnel handelt es sich um eine Röhre für zwei Gleise und einem Außendurchmesser von ca. 9,40 Metern. Die Röhre wird mit 45 Zentimeter starken Stahlbetonfertigteilen, den so genannten "Tübbingen", hergestellt. Ein Tübbing-Ring hat eine Länge von etwa zwei Metern und wird aus sechs einzelnen Teilen zusammen gesetzt. Für dieses Bauverfahren sind an der Oberfläche der Kaiserstraße keine Aufgrabungen erforderlich.

Lediglich im Bereich der Rampen, der Haltestellen und des Gleisdreieckes am Marktplatz werden Beeinträchtigungen an der Oberfläche vorhanden sein. Die Haltestellen werden in der so genannten Deckelbauweise hergestellt. Dabei wird nach dem Verlegen von Versorgungsleitungen zunächst der Baugrubenverbau sowie eine dichte Baugrubensohle gegen das anstehende Grundwasser geschaffen und danach eine oberflächennahe Stahlbetondecke (der Deckel) gebaut. Zur Vermeidung von Verankerungen

des Baugrubenverbau in privatem Grund und zur Abdichtung gegen das in geringer Tiefe anstehende Grundwasser wird als Dichtsohle eine hoch liegende Düsenstrahlsohle eingebaut. Diese steift den Baugrubenverbau ausreichend aus und gewährleistet dessen geringe Verformung. Der eigentliche Ausbau der Haltestelle erfolgt dann unterhalb des Deckels, wobei die Oberfläche zum größten Teil wieder geschlossen werden kann. Durch die begrenzte Fläche in der Kaiserstraße ist eine halbseitige Herstellung der Bauwerke und die Verlegung der oberirdischen Straßenbahngleise notwendig. Die sichtbare Tiefe der Teilbaugruben bei der Deckelbauweise beträgt etwa drei bis vier Meter. Der Fußgängerverkehr, die Andienung der Geschäfte und der Straßenbahnbetrieb sollen gewährleistet bleiben, zeitweilige Beeinträchtigungen können nicht ausgeschlossen werden.

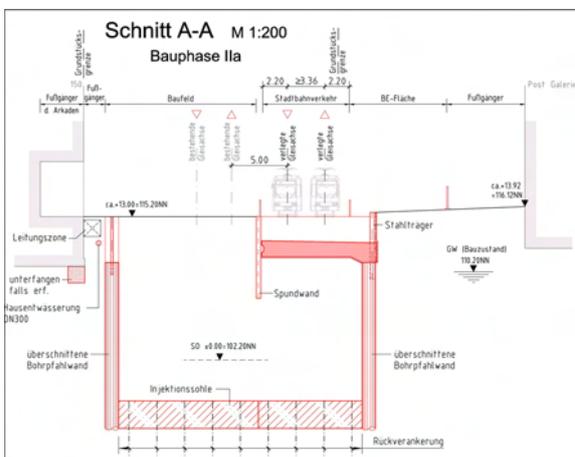


Abb. 9: Querschnitt Deckelbauweise Europaplatz

4 Straßenbahn in der Kriegsstraße mit Straßentunnel

4.1 Planung

Die Straßenbahn in der Kriegsstraße erhöht in Verbindung mit dem Stadtbahntunnel unter der Kaiserstraße die Leistungsfähigkeit im Schienenverkehr, schafft betriebliche Flexibilität und unterstützt die Südentwicklung der Innenstadt.

Ziel ist es außerdem, die Trennwirkung der heutigen zum Teil 10-spurigen Kriegsstraße zwischen der Innenstadt und den südlich angrenzenden Stadtteilen zu vermindern, die Situation für Radfahrer und Fußgänger im Längs- und Querverkehr zu verbessern und trotzdem die Leistungsfähigkeit für den Autoverkehr zur Erschließung der Innenstadt zu erhalten. Dazu ist ein rund 1,6 Kilometer langer Straßentunnel erforderlich, der im Westen am Karlstor beginnt, die Ettlinger Straße sowie den Mendelssohnplatz unterquert und im Osten im Bereich des Knotens Kriegsstraße/Ostendstraße endet. Damit die Autos die Innenstadt weiterhin gut erreichen können, sind im Bereich des Karlstores und des Ettlinger

Tores Ein- und Ausfahrtrampen notwendig. Das ECE-Parkhaus erhält eine eigene Ein- und Ausfahrt im Tunnel. Der Tunnel wird nach dem neuesten Stand der Betriebs- und Sicherheitstechnik ausgestattet. Mit dem Straßentunnel können viele Fahrzeuge nach unten verlagert werden.



Abb. 10: Visualisierung Kriegsstraße

Das schafft oberirdisch genügend Platz für die Straßenbahn und eine attraktive Umgestaltung mit Grünanlage. Mit einer 4-reihigen Baumallee erhält die künftige Kriegsstraße einen boulevardähnlichen Charakter. Entlang der Straßenbahntrasse werden östlich des Karlstores, westlich des Ettlinger Tores und zwischen dem Mendelssohnplatz und der Kapellenstraße neue oberirdische Haltestellen eingerichtet. Am Ettlinger Tor entsteht eine Umsteigemöglichkeit zur unterirdischen Haltestelle des Stadtbahntunnels.

Die Trasse in der Kriegsstraße wird allerdings nicht in der Lage sein, die Kaiserstraße zu entlasten. Die Leistungsfähigkeit der Straßenkreuzungen, so das Verkehrsgutachten, reicht nur für maximal zwei bis drei Linien im 10-Minuten-Takt, da es sonst für den Autoverkehr zwangsläufig zu häufigen Rückstaus und überlangen Wartezeiten kommen würde.

4.2 Bauverfahren

Aufgrund der Oberflächennähe muss der Tunnel in offener Bauweise im Schutze einer Baugrubensicherung hergestellt werden. Die Baugrubensohle wird mit einer tief liegenden Weichgelsohle abgedichtet, damit wird die Absenkung des Grundwassers vermieden. Die Konstruktion wird als WU-Beton ausgeführt.

Der Umbau kann verständlicherweise nur in mehreren Bauabschnitten erfolgen. Nur dadurch werden sich die örtlich und zeitlich zu erwartenden Einschränkungen im Verkehrsablauf in einem akzeptablen Rahmen bewerkstelligen lassen. Die verkehrlichen Auswirkungen sind gutachterlich untersucht und werden als vertretbar eingestuft. Bei der Planung des Bauablaufes wird vor allem darauf geachtet, dass die Erschließung und Zugänglichkeit der Grundstücke gewährleistet ist.

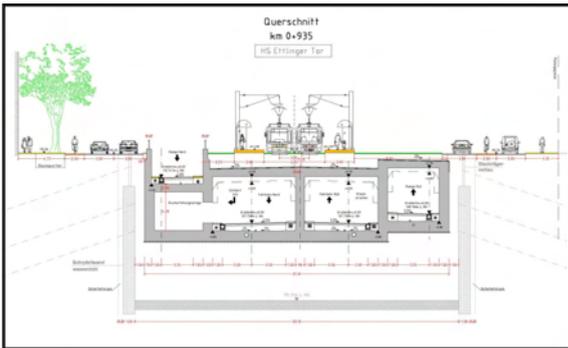


Abb. 11: Querschnitt Kriegsstraße mit Verbau

5 Wesentliche Tiefbauleistungen

5.1 Stadtbahntunnel

▪ Verbauwände	82.000 m ²
▪ Dichtsohle	39.000 m ²
▪ Aushub	500.000 m ³
▪ Betonstahl	25.000 to
▪ Beton	170.000 m ³

5.2 Straßenbahn in der Kriegsstraße

▪ Verbauwände	62.000 m ²
▪ Dichtsohle	39.000 m ²
▪ Aushub	300.000 m ³
▪ Betonstahl	15.000 to
▪ Beton	100.000 m ³

6 Kosten/Finanzierung

Die Maßnahme ist mit ca. 500 Millionen Euro veranschlagt. Für den Stadtbahntunnel werden ca. 335 Millionen Euro und für die Maßnahme in der Kriegsstraße ca. 165 Millionen Euro erwartet. Nach dem Gemeindeverkehrsfinanzierungsgesetz trägt das Land 20 %, der Bund 60 % der zuwendungsfähigen Kosten. Die übrigen 20 % der Kosten und die nicht zuwendungsfähigen Kosten, wie z.B. Planungskosten, trägt der Vorhabensträger.

7 Ausblick

Die KASIG erwartet Mitte 2008 sowohl das Baurecht als auch den Zuwendungsbescheid für die Bereitstellung der Fördergelder. Der Baubeginn ist für Ende 2009 vorgesehen. Der Stadtbahntunnel soll 2016 fertig gestellt sein. Die Inbetriebnahme der Straßenbahn in der Kriegsstraße wird in 2020 erwartet.

8 Autor

Dipl.-Ing. Dr.-techn. Walter Casazza

Karlsruher Schieneninfrastruktur-Gesellschaft mbH
 Erbprinzenstraße 4 – 12
 76133 Karlsruhe

Von der Stadtautobahn zur Uferpromenade – Städtebau in Saarbrücken

Rena Wandel-Hoefer

1 Allgemeines

Die Mitte Saarbrückens wird heute noch beherrscht von der Stadtautobahn, ihren Abfahrten, Kreisverkehrsanlagen und der Hochwasserumfahrt, die zwischen Luisen- und Bismarck-Brücke über 13 ha Fläche belegen und Alt-Saarbrücken vom Flussraum abriegeln (siehe Abbildung 1). Mit ihrer Lärmemission die nach neuen Messungen des BUND stellenweise sogar 100 dB übersteigt verhindert die Autobahn öffentliches Leben und entsprechende private Investitionen in ihrem Umfeld.



Abb. 1: Bestandssituation

Mit Unterstützung der Stadtverwaltung hat der Städtebaubeirat der Landeshauptstadt seit Anfang 2003 begonnen, zunächst die verkehrstechnischen Randbedingungen für eine Veränderung der Autobahn zu klären. Durch die Gesellschaft für Innovation und Unternehmensförderung mbH, die als städtische Gesellschaft gezielt EU-Mittel für die Transformation des Flusstales aus der Städtebauförderung einwerben konnte, war es möglich, fundierte Voruntersuchungen durchführen zu lassen. Bereits in die Gespräche zur Entwicklung einer ganzheitlichen städtebaulichen und verkehrstechnischen Lösung

wurden die leitenden Verkehrsplaner der Stadt und des Landes extern eingebunden.

Auf diesem Weg wurde eine verkehrstechnisch nachweisbare Lösung entwickelt, die in das komplexe Gefüge des innerstädtischen Straßensystems nicht eingreift, dem Besucher der Stadt eine attraktive und orientierungsfreundliche Stadteinfahrt auf einem baumbestandenen Boulevard bietet und den Durchgangsverkehr mit seinen Lärm- und Schmutzmissionen in einen hochwassersicheren Tunnel verlagert.

Zur Zeit bereiten Stadt und Land gemeinsam einen Großprojekteantrag bei der Europäischen Union vor, in den das Bundesverkehrsministerium ebenfalls eingebunden ist.

2 Stadtmitte am Fluss

Das Projekt „Stadtmitte am Fluss“ bündelt exemplarisch Herausforderungen und Chancen der Stadtplanung in Saarbrücken in der nächsten Dekade.

„Stadtmitte am Fluss“ ist wie kein anderes Projekt prädestiniert als Nukleus grundsätzlicher städtebaulicher Leitbilddiskussionen.

Nukleus einer städtebaulichen Leitbilddiskussion

Die Frage nach den städtebaulichen Leitbildern der Zukunft wird in den meisten europäischen Städten gestellt. Gemeinsam ist Städten wie Regionen, dass das weltwirtschaftliche System bereits jetzt und erst recht in Zukunft „Stadt“ nur noch in einem sehr eingeschränkten Sinn braucht. Der ungeschützte Mensch dagegen braucht „Stadt“ als sozialen und kulturellen Halt hingegen stärker denn je. Stadtbilder der Zukunft werden darum jenseits der Funktionalität wieder emotional verankert sein müssen und dabei das Verhältnis von Stadt und Natur, unser Verständnis von Geschichte und die Rolle von Kultur und Kunst einbeziehen müssen.

Saarbrücken liegt nach der Einwohnerzahl auf Rang einundvierzig der deutschen Großstädte. Was Saarbrücken jedoch von Städten vergleichbarer

Größe abhebt, ist seine Bedeutung als Landeshauptstadt und die mit dieser Funktion verbundene besondere Ausstattung mit öffentlichen Institutionen. Universität, Musik- und Kunsthochschulen, Theater, Rundfunk, wichtige öffentliche Institutionen und Verwaltungen geben Saarbrücken potentiell einen guten Startplatz in der regionalen Konkurrenz zu Metz, Nancy, Kaiserslautern, Trier.

Alle bedeutenden Funktionen der Landeshauptstadt, Regierungsviertel, Kultur, Freizeit, Wohnen, Büros und Gastronomie konzentrieren sich auf beide Ufer der Saar. Hier, im Saartal, ist der Ort, wo das Stadtbild mit gezielten Projekten entscheidend verbessert werden kann, wo öffentliche und private Investitionen erfolgreich zusammengeführt werden können. Stadtrat und Landesregierung werden deshalb gemeinsam das Projekt „Stadtmitte am Fluss“ als Auftakt- und Pilotprojekt für die Förderung durch die Europäische Union anmelden.

3 Nachhaltige Stadtentwicklung

Das Projekt „Stadtmitte am Fluss“ verpflichtet als europäisches Modellprojekt zur umfassenden strate-

gischen Integration aller Aspekte nachhaltiger Stadtentwicklung.

Das Projekt wurde in den vergangenen Monaten nur noch als Verkehrs- und Tunnelprojekt diskutiert. Die Präzisierung der technischen Fragen des Tunnelbaus und der Verkehrsführung ist ebenso wie die Untersuchung von möglichen Alternativen im Rahmen von Fiktivstudien Voraussetzung für die Co-Finanzierung durch das Bundesverkehrsministerium und darüber hinaus für die professionelle Ausarbeitung in den weiteren Schritten erforderlich (siehe Abbildung 2). Die eigentliche Bedeutung des Projektes für die Stadtentwicklung darf aber durch die Tunneldiskussion nicht aus dem Blickfeld geraten.

Die Rückkehr des Wohnens in die Innenstadt aber auch die Nachhaltigkeit von Sanierungsmaßnahmen im Umfeld wie zum Beispiel bei der Berliner Promenade setzt die Beseitigung der enormen Lärm- und Feinstaubemission der Autobahn voraus. Der Lärmpegel der Autobahn liegt mit bis zu 80 dbA weit über den Richtwerten für Wohngebiete, ja selbst über denen für Industriegebiete und bewirkt bei Daueraufenthalt Gesundheitschädigungen.

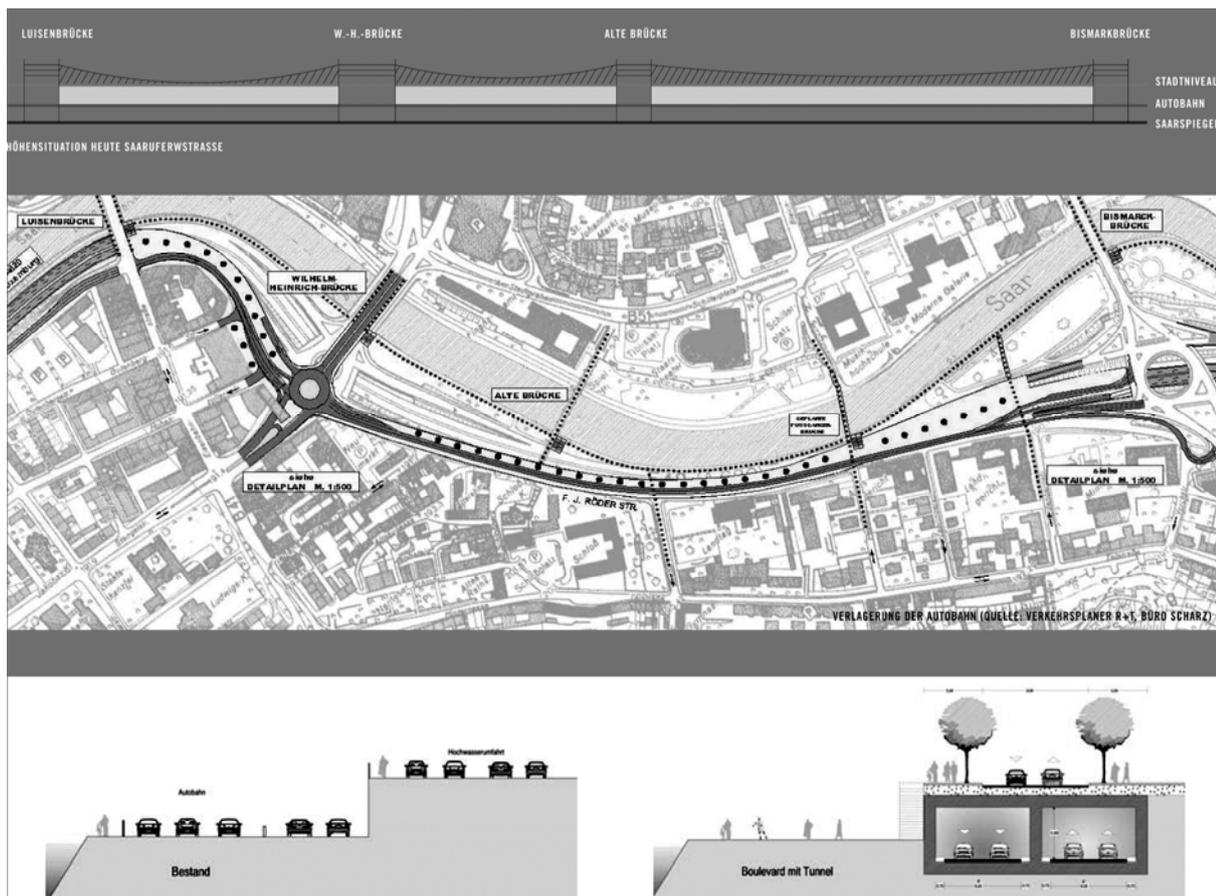


Abb. 2: Bestand und Planung der Verkehrsführung am Saarufer



Abb. 3: Neue „Grüne Mitte“ von Saarbrücken nach verkehrlicher und städtebaulicher Umgestaltung

Eine Lösung der Lärmproblematik ist nur mit dem Tunnelprojekt zu erreichen, wobei ergänzende Maßnahmen in den an die unmittelbare Stadtmitte angrenzenden Wohngebieten wie dem „Staden“ selbstverständlicher Bestandteil des Gesamtprojektes sein müssen.

Mit dem Projekt Stadtmitte am Fluss wird eine neue Gesamtbetrachtung der Verkehrskonzeption in Saarbrücken möglich und notwendig verbunden. Sie kann weiträumig Verbesserungen für die Entwicklung der angrenzenden Stadtteile schaffen und ist Voraussetzung für die langfristige wirtschaftliche Entwicklung.

Saarbrücken muss wie viele Städte seine Zukunft gestalten unter den Bedingungen schrumpfender Bevölkerungszahlen ohne auf große Neubaumassen angewiesen zu sein: Umbau und neue Nutzung des Bestandes, Grün und Landschaft, der Dialog zwischen Freiraum und Stadtraum werden zu den primären Gestaltwerkzeugen der Stadtplanung (siehe Abbildung 3).

Saarbrücken kann dank der besonderen topographischen und eigentumsrechtlichen Situation mit „Stadtmitte am Fluss“ das Kernstück eines Freiraum- und Städtebaukonzeptes realisieren, das entlang der Saar die Stadtteile von Gündingen bis Gersweiler verbindet:

Im kritischen Potential der Stadtautobahn, der größten städtebaulichen Sünde der Nachkriegszeit, liegt dabei als Paradox auch eine einmalige Chance für Saarbrücken, da die Mitte der Stadt – dank der Autobahn - noch nicht verbaut ist. Die Flächen befinden sich rechtlich in öffentlicher Hand – sie können dadurch als erlebbarer Raum der Öffentlichkeit, die

sich ja nicht nur auf Autofahrer beschränkt, zurückgegeben werden (siehe Abbildung 4).

Politik und Stadtplanung haben – unterstützt durch Bürgerbeteiligung, begleitete Wettbewerbsverfahren und intensive öffentliche Diskussion – die Aufgabe, die Mitte der Stadt am Fluss neu zu definieren: als Ort der Identifikation für die Zukunft, als Bühne des Öffentlichen Lebens, als Symbol des Aufbruchs.

Eine Großbaumaßnahme wie „Stadtmitte am Fluss“ verpflichtet selbstverständlich zur Beachtung ökologischer Nachhaltigkeit bei Bautechnik und Betriebskosten.

In Saarbrücken bietet sich nach derzeitigen Erkenntnissen mit hoher Wahrscheinlichkeit darüber hinaus die Chance ein ökologisches Pilotprojekt mit den technisch erforderlichen Konstruktionen zu verbinden: Durch die geothermische Nutzung von Dränagewasser, das durch den Tunnelbau anfällt, könnte der Energiebedarf der öffentlichen Gebäude entlang der Tunnelröhre für Heizung und Kühlung im wesentlichen abgedeckt werden.

Für die Unterstützung des Projektes durch die Europäischen Union ist eine umfassende Kosten-Nutzen-Analyse Voraussetzung. Die Beantragung des Projektes erfordert überzeugende Argumente und fundierte Unterlagen, die nur im reibungslosen Zusammenspiel zwischen allen Beteiligten in Stadt und Land erfolgreich zusammengestellt werden können. Die Genehmigung des Projektes durch die EU stellt im Gegenzug ein Gütesiegel dar, mit dem Stadt und Land werben können, verpflichtet aber auch zu Professionalität in der Abwicklung.



Abb. 4: Masterplan für die städtebauliche Umgestaltung der an die Saar angrenzenden Flächen

4 Realisierung

Die Realisierung von „Stadtmitte am Fluss“ erfordert eine professionelle Strukturierung, an der Verwaltung und Politik ihre Leistungs- und Kommunikationsfähigkeit unter Beweis stellen müssen.

Die Stadtplanung in Saarbrücken wurde in den vergangenen Jahrzehnten personell und strukturell

so weit geschwächt, dass die anstehenden Aufgaben nur mit wesentlichen, politisch gewollten und unterstützten Veränderungen zu bewältigen sein werden. Gemeinsames Ziel von Politik und Bauverwaltung muss dabei sein, dass am Ende neben einem erfolgreichen Projekt „Stadtmitte am Fluss“ auch eine erfolgreiche, für ihre Professionalität und Schlagkraft geschätzte Verwaltung steht, die für die zukünftigen

Herausforderungen des Städtebaus das Vertrauen der Bürger genießt.

Gleichzeitig werden wir in Saarbrücken neue Wege der Kommunikation und der Vermittlung von Stadtplanung in die Öffentlichkeit suchen müssen.

Die Diskussion von Fragen der Städtebaukultur in Fachgremien und zwischen Fachgremien und Politik muss gerade beim Projekt Stadtmitte am Fluss aufbauen auf einer ernst genommenen Beteiligung der Bürger. Hierfür können im Rahmen des Großprojektes Strukturen aufgebaut und Strategien eingeübt werden, die Voraussetzung sind für Identifikation und Engagement:

Die öffentlichen Diskussionen über Stadtplanungsthemen bewegen sich seit geraumer Zeit im kleinsten Maßstab. Ihnen ist gemeinsam, dass sie mit großem Einsatz und guten Argumenten um Refugien des Individualismus kämpfen in einem Stadtgebilde, dessen Geschichte, dessen innere Zusammenhänge, dessen Bedeutung für das Land unverändertlich oder gleichgültig geworden sind.

Diese spaltenden Tendenzen des Individualismus zu überwinden ist für das Projekt „Stadtmitte am Fluss“ Voraussetzung und Chance: Es kann die Ebenen der Stadtplanung auf sehr unterschiedlichem Maßstabniveau verbinden und den Bürgern die Augen öffnen für die Zusammenhänge vom Oberzentrum in einem Agglomerationsraum, der weit über die Stadtverbandsgrenzen bis nach Lothringen reicht, über den Stadtverband selbst mit seinen unterschiedlichen, ihre Individualität betonenden Unterezentren, die Innenstadt mit den historischen Kernstädten Alt-Saarbrücken und St. Johann, bis zu den kleinmaßstäblichen, aber nicht weniger wichtigen Problemen der Stadtteile, ja einzelner Nachbarschaften um Straßen und Plätze.

5 Perspektive

„Stadtmitte am Fluss“ kann Saarbrücken als dynamische Landeshauptstadt, als attraktiven Lebensraum,

als interessanten Investitionsstandort überregional positionieren.

Saarbrücken wird überregional zur Zeit weder als interessanter Investitionsstandort noch als attraktiver Lebensraum in der Mitte zwischen den Ballungsräumen am Rhein und an der Seine wahrgenommen.

„Stadtmitte am Fluss“ kann als gemeinsames Projekt von Stadt und Land zu einer neuen Wahrnehmung der Landeshauptstadt beitragen: Seine erfolgreiche Realisierung wird Saarbrücken und das Saarland im Wettstreit der Regionen mit einem dynamischen Modellprojekt positionieren und bereits kurzfristig die Aufmerksamkeit von außen wecken.

In diesem Zusammenhang werden viele bereits vorhandene Standortfaktoren – von der inzwischen attraktiven überregionalen Anbindung mit Flugzeug und Zug, über die landschaftliche Schönheit, die eingangs erläuterte gute Infrastruktur bis zum kulturellen Angebot – ihre Wirkung stärker entfalten können.

Nachhaltig wird sich aber die Zukunft Saarbrückens dann verändern, wenn es gelingt, das Bild der Stadt emotional im Bewusstsein ihrer Bewohner zu verankern und in der Wahrnehmung ihrer Besucher zu verändern:

Dann wird die Stadt am Fluss zum Raum der Identifikation, zum Ort kollektiver Erinnerung, persönlicher Erfahrung für alle Bürger, auch für diejenigen, die die Stadt in der Zukunft aufnehmen und integrieren wird, dann gibt „Stadtmitte am Fluss“ die Mitte der Stadt ihren Bürgern zurück.

6 Autorin

Dr.-Ing. Rena Wandel-Hoefer
Baudezernentin Stadt Saarbrücken
Rathausplatz 1
66104 Saarbrücken

Stuttgart 21 – Eine Herausforderung für die Betonbautechnik

Jürgen Laukemper

Zusammenfassung

Das Projekt Stuttgart 21 ist unmittelbar mit dem Projekt NBS Wendlingen – Ulm verknüpft. Insgesamt sind 117 km Strecken herzustellen. Mehr als die Hälfte verläuft dabei in Tunnelbauwerken. Auch an die Betontechnologie werden besondere Anforderungen gestellt. Das betrifft sowohl die Zusammensetzung und Qualität, jedoch auch die erforderlichen Massen. Insgesamt werden von Stuttgart bis Ulm mehrere Millionen Kubikmeter Beton in einer Hauptbauzeit von ca. 8 Jahren verbaut werden müssen. Dies erfordert logistische Anstrengungen von allen Beteiligten. Für Baden-Württemberg handelt es sich hierbei um eines der größten und wichtigsten Projekte der nächsten Jahre.

1 Einführung

Das Projekt Stuttgart 21 ist untrennbar mit der Neubaustrecke Wendlingen – Ulm verbunden. Über 50% des Projektes Stuttgart 21 bestehen tatsächlich aus der Neubaustrecke Stuttgart – Ulm im Trassenabschnitt Stuttgart - Wendlingen.

Bei der Neubaustrecke Stuttgart – Ulm handelt es sich um ein Teilstück der West-Ost-Magistrale von Paris über Straßburg, Karlsruhe, Stuttgart, Ulm, München, Budapest bzw. Bratislava. Richtigerweise müsste es deshalb als Projektbezeichnung „NBS Stuttgart – Ulm mit Umbau des Knoten Stuttgart und

Flughafenanbindung“ heißen. Hiermit sind bereits 2 wesentliche Elemente des Projektes aufgeführt, die Neubaustrecke vor allem für den Fernverkehr und den Umbau des Knotens Stuttgart inklusive der Veränderung des Hauptbahnhofes für den Fern- und Nahverkehr.

Ein dritter Aspekt kommt noch hinzu, die Nutzung der durch die Veränderung des Knotens frei werdenen Bahnflächen für die Erweiterung der Grünflächen und zur städtebaulichen Nutzung.

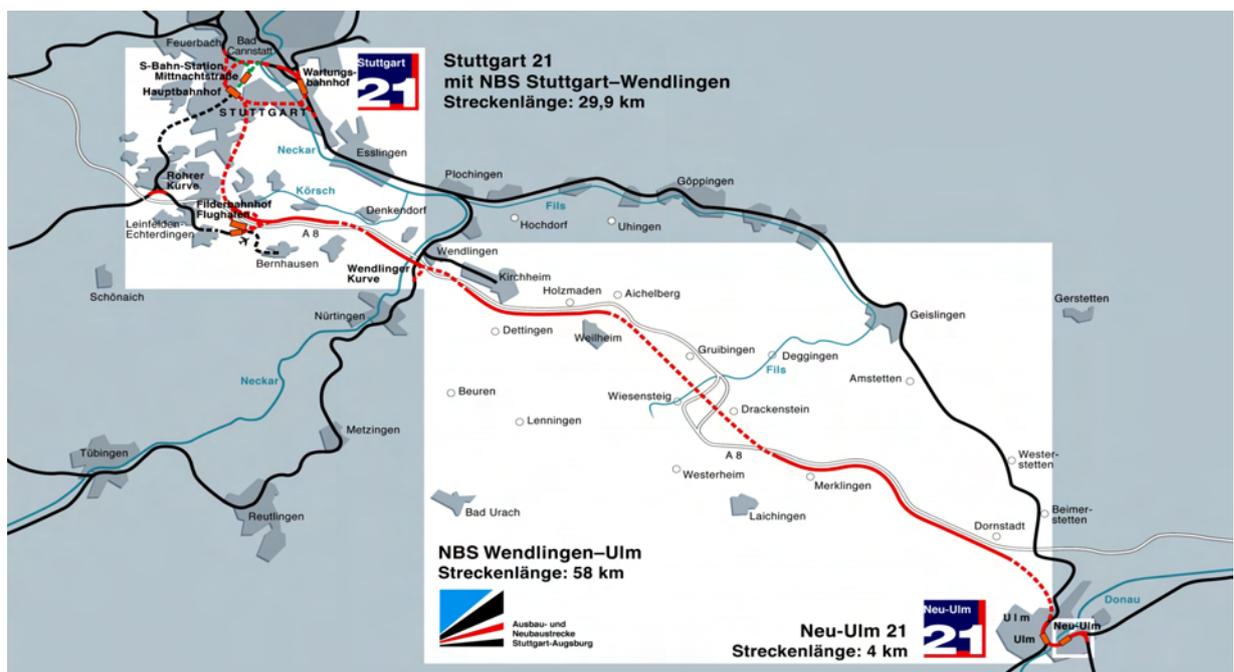


Abb. 1: Projektübersicht

2 Trassenführung

2.1 Bündelungstrasse

Die Trassenführung ist wie bei den vergleichbaren Neubauprojekten Köln – Rhein/Main oder Nürnberg Ingolstadt als Bündelungstrasse mit der Autobahn vorgesehen. Die Bündelung erfolgt vom Flughafen Stuttgart bis nach Dornstadt (kurz vor Ulm). Im Bereich der Albhochfläche führt dies zu einem gemeinsamen Planfeststellungsverfahren von neuer Bahntrasse und Erweiterung der Autobahn. Das Verfahren wird zusammen mit dem Regierungspräsidium Tübingen durchgeführt. Begründung für diese Bündelungstrassen sind die geringeren Auswirkungen auf die Umwelt, da keine neuen landschaftszerschneidenden Trassen gefunden und gebaut werden müssen.

Bautechnisch ist eine solche Bündelung wesentlich aufwendiger. Autobahnen haben immer eine Erschließungsfunktion. Die Bebauungen mit der dazugehörigen Infrastruktur rücken immer näher an die Autobahnen heran. Eine Vielzahl von Straßen sowie Autobahnauf- und Autobahnabfahrten sind zu über- oder unterqueren. Dies führt zu einer großen Anzahl von Kunstbauwerken.

Die oben dargestellte Karte zeigt den Verlauf von Stuttgart bis Ulm. Typische Auswirkung der Bündelungstrasse und der Neuerstellung einer übergeordneten Infrastruktur in dichter Bebauung ist auch der große Tunnelanteil, in der Karte gestrichelt dargestellt. Über die Hälfte der Gesamtstrecke verläuft in Tunnel, in offener oder bergmännischer Bauweise.

2.2 Trassenführung im Stadtbereich

Ein wesentliches Element des Projektes Stuttgart ist die Ertüchtigung des Knotenpunktes. Von Stuttgart Bad Cannstatt, Ober-/Untertürkheim, Feuerbach und vom Flughafen führen jeweils neue Trassen zum Hauptbahnhof, insgesamt 4 Zu- und 4 Ablaufgleise. Der heutige Bahnhof hat insgesamt 5 Zu- und Ablaufgleise. Dies ergibt eine Steigerung der Gleiskapazität um 60%.



Abb. 2: Planfeststellungsabschnitte

Ein weiteres wesentliches Element ist die Umwandlung des Kopfbahnhofes in einen Durchgangsbahnhof. Bei der Ein- und Ausfahrt in einen

Kopfbahnhof muss eine Vielzahl von Gleisen überquert werden, bevor der Zug seinen eigentlichen Bahnsteig erreicht. Gleiches gilt für die Ausfahrt. Hierdurch sind nicht nur das jeweils befahrene Gleis, sondern alle kreuzenden Gleise betroffen. Der neue Hauptbahnhof mit seinen 8 Gleisen eine ca. 70% höhere Kapazität gegenüber dem heutigen Kopfbahnhof.

Innerstädtisch ist ein „Verkehrsring“ geplant, so dass zudem eine wesentlich höhere Flexibilität beim Ausfall einzelner Strecken im Vergleich zur heutigen Streckenführung besteht. Die Betriebssicherheit wird so ebenfalls erhöht.

2.3 Anbindung des Flughafens

Durch die Anbindung des Filderbahnhofs und des Flughafen Stuttgart wird nicht nur, im Bundesverkehrswegeplan gewünscht, unterschiedliche Verkehrsmittel wie Flugzeug und Bahn enger miteinander verknüpft, sondern es wird auch die Neue Landesmesse besser an das Schienennetz angebunden. Ebenfalls erfolgt eine wesentlich bessere schienengebundene Erschließung des gesamten Stuttgarter Südens.

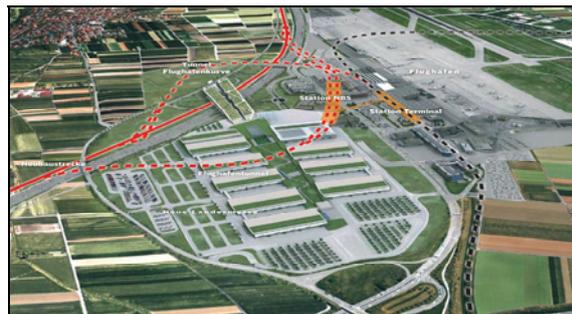


Abb. 3: Anbindung Flughafen und Neue Messe

3 Neue Flächen für die Stadtentwicklung

Die Gleise werden im Bereich der Innenstadt um 90°, also senkrecht zu der heutigen Gleisführung, gedreht und in Tieflage geführt. Die Anschlüsse zum Bahnhof werden als Tunnel in bergmännischer Bauweise ausgeführt.

Hierdurch werden die gesamten heutigen innerstädtischen Gleisflächen mit Ausnahme geringer Flächen für die S-Bahn frei und können einer anderen Nutzung zugeführt werden.

Insgesamt handelt es sich hier um ehemalige Gleisflächen von ca. 100 ha. Von diesen werden 50 ha einer Bebauung zugeführt, 30 ha sind für die Erschließung mit öffentlichen Straßen, Plätzen und Grünanlagen vorgesehen, 20 ha dienen der Parkerweiterung des unteren Schlossgartens und des Rosensteinparks.

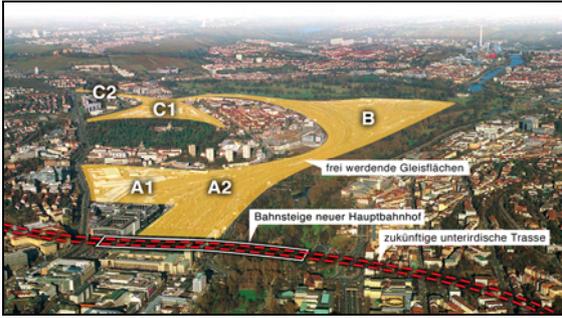


Abb. 4: Frei werdende Flächen

Die Trennwirkung der heutigen Gleisanlagen der nordwestlichen Stadtteile von den Parkanlagen entfällt. Hierdurch entsteht, auch durch die Verringerung der Lärmimmissionen eine Verbesserung der Wohnqualität auch für heute bereits vorhandene Bebauungen.

4 Vorteile von Stuttgart 21

Das Projekt bietet eine Vielzahl von Vorteilen sowohl gegenüber dem Bestand als auch gegenüber Alternativplanungen. Durch alle Gerichtsinstanzen wurde dies bereits in den rechtsgültigen Planfeststellungsbeschlüssen bestätigt. Nochmals kurz die wesentlichen Vorteile:

Verkehrliche Vorteile

- Mögliche Angebotssteigerungen
- Verbesserung des Nahverkehrsangebots
- Einbindung des Flughafens in das Verkehrsnetz
- Wesentliche Fahrzeitverkürzungen, z. B. von Karlsruhe zum Flughafen um über 20 Minuten
- Stuttgart – Ulm um 26 Minuten
- Ulm – Flughafen um 70 Minuten
- Konsequente Planung von so genannten Durchmesslinien

Städtebauliche Verbesserungen

- Schaffung von innerstädtischen Stadtentwicklungsflächen für bis zu 24.000 Arbeitsplätze und 11.000 Einwohner
- Neue Einkaufs- und Dienstleistungsviertel
- Aufhebung der Trennwirkung der Gleise
- Hohe Standortqualität, optimale Verkehrserschließung, teilweise direkt am Park mit Blick ins Neckartal

Ökologische Verbesserungen

- Verringerung der Lärmimmission in der Stadt durch Führung in Tunnel
- Rückbau der oberirdischen Bahnanlagen im City-Bereich, Flächenrecycling anstatt Flächenverbrauch an den Rändern
- Vergrößerung des Rosensteinparks und des Schlossgartens um ca. 20 ha

- Durch Verbesserung des Verkehrsangebots Verlagerung des Verkehrs von der Straße auf die Schiene (ca. 350 Mio. PKWkm/Jahr weniger)

Durch den Neubau und die wesentlich geänderte Lage der Gleisführung kann ein starker Eingriff in den Bestand vermieden werden. Umbau und Ertüchtigung des heutigen Bahnhofs unter Betrieb wäre nur durch erhebliche Eingriffe in den Betrieb möglich gewesen. Durch die Neukonzeption kann eine wesentliche Einschränkung des schienengebundenen Verkehrs während der Bauzeit vermieden werden.

5 Bauwerke

5.1 Umfang

Bei einer so großen Infrastrukturmaßnahme sind eine Vielzahl von Bauwerken zu errichten. Aufgrund der topografischen Situation, der innerstädtischen Lage der Infrastrukturmaßnahmen sowie der Bündelung mit der Autobahn sind von der Gesamtstreckenlänge von 117 km alleine 63 km in Tunnel. Diese werden sowohl in offener als auch bergmännischer Bauweise erstellt. Zudem sind noch eine Vielzahl von Brücken und weiterer Ingenieurbauwerke zu erstellen. Nicht zu vergessen sind die Bahnhofsbauten.

Für diese Bauwerke werden die unterschiedlichsten Betone mit sehr unterschiedlichen Anforderungen zum Einsatz kommen müssen.

Auch vor über 100 Jahren wurden schon Ansprüche an die Betontechnologie gestellt. Dreistöckige Kreuzungsbauwerke liegen im Gleisvorfeld und sind zum großen Teil erdüberdeckt. Die Schwierigkeiten bei einem Umbau oder der Sanierung lassen sich hier gut erahnen.

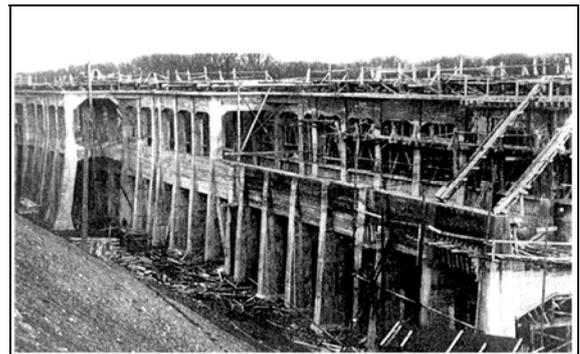


Abb. 5: Bestehende Bauwerke im Vorfeld des Stuttgarter Hauptbahnhofs

5.2 Tunnelbauwerke

Die Tunnel mit einer Gesamtlänge von 63 km durchfahren unterschiedlichste Gebirgsformationen mit unterschiedlichen äußeren Beanspruchungen. Die Aggressivität geht von sehr stark angreifend bis schwach. Die Ausführung der Tunnelabschnitte muss im Wesentlichen mit WU-Beton erfolgen.

Auf zwei besondere Gebirgsarten wird hier hingewiesen:

Im Bereich des Alaufstiegs bzw. der Schwäbischen Alb ist mit einer teilweise starken Verkarstung zu rechnen. Dies bedeutet, dass die Tunnelröhren so ausgebildet werden müssen, dass sie kleinere Hohlräume überbrücken können. Für größere Hohlräume ist ein Sanierungsverfahren berücksichtigt worden, welches die Hohlräume füllt und verpresst.

Im Bereich von Stuttgart steht der unausgelaugte Gipskeuper, der Anhydrit an. Dieser hat die Eigenschaft, bei Wasserzutritt um bis zu 60% zu quellen und dementsprechend große Drücke aufzubauen. Hier sind je nach Vorkommen des Anhydrits, umschließend oder angeschnitten durch die Tunnelbauwerke, zwei Verfahren vorgesehen, das Widerstandsprinzip und das Verdrängungsprinzip.

Beim Widerstandsprinzip ist mit hohen Drücken auf die Betonkonstruktion zu rechnen. Tritt das Quellen nur einseitig auf, z. B. wenn Anhydritschichten mit der Tunnelsohle angeschnitten werden, führen die Quellvorgänge mit den daraus resultierenden Drücken zu Hebungen des Tunnels.

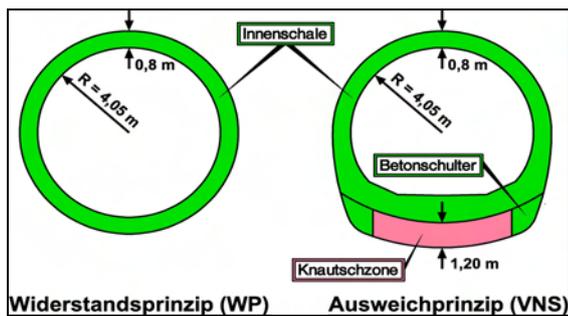


Abb. 6: Tunnel nach Feuerbach, Ausbauprinzipien

Um dies zu vermeiden, wurde das so genannte Verdrängungs- oder Ausweichprinzip geschaffen. Unter dem Tunnel befindet sich ein mit Poroton verfüllter Hohlraum, in dem das Quellen ohne großen Druckaufbau stattfinden kann. Hierdurch werden die großen Betondrücke vermieden.

Insgesamt sind alleine für die bergmännischen Tunnel bei Auffahren aller Tunnel mit der Spritzbetonmethode mit 750.000 cbm Spritzbeton und ca. 2,5 Mio. cbm Beton für die Innenschalen zu rechnen. Für einen erheblichen Teil der Tunnel ist neben der so genannten Spritzbetonmethode als Vortriebsart auch ein Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen möglich. Hier wird dann der Ausbau von Spritzbeton und Innenschale durch Tübbinge ersetzt. Ein erheblicher Anteil der zuvor genannten Betonmassen wird dann durch die Tübbinge als Betonfertigteile ersetzt.

5.3 Brückenbauwerke

Für Stuttgart 21 und die NBS Wendlingen – Ulm sind 55 Brücken zu erstellen. Es handelt sich um einzelne Feldweg- und Straßenüberführungsbrücken wie jedoch auch um größere Bauwerke.

Die größeren Brücken sind die Filstalbrücke zwischen den beiden Tunnelabschnitten des Alaufstiegs, die Sulzbachtalbrücke zwischen Stuttgart Flughafen und Wendlingen sowie 2 Neckarbrücken bei Bad Cannstatt und Wendlingen.

6 Talquerung mit Hauptbahnhof

Besondere Ansprüche, auch in gestalterischer Hinsicht, werden an die Bahnhöfe gestellt. Von besonderer Bedeutung, in architektonischer Hinsicht, ist die neue Bahnhofshalle des Hauptbahnhofes Stuttgart. In einem Architekturwettbewerb 1997 hat sich das Büro Ingenhoven Overdiek Kahlen gegen eine internationale Konkurrenz durchgesetzt. Die Besonderheit des Entwurfes liegt in der lichtdurchfluteten Halle im Bereich des Bonatz-Gebäudes und im Bereich des Schlossgartens. Der Bahnhof zeichnet sich durch eine gleichmäßige Qualität durch die Lichttaugen aus. Hierdurch entsteht im Inneren eine gleichmäßige Ausleuchtung durch Tageslicht. Andere Entwürfe zeichneten sich durch eine Glaskuppel im Bereich des Bonatzbaus und eine geänderte Qualität im Bereich des Parks aus, meist mit wenig natürlicher Beleuchtung.

Das Grundprinzip des Tragwerks ist ein Trog mit Schalentragerwerk als Abschluss. Die geometrischen Anforderungen, die Auflasten durch Verfüllungen sowie die Notwendigkeit der Befahrbarkeit durch Rettungsfahrzeuge führen dazu, dass es sich statisch nicht um ein reines Schalentragerwerk handelt, bestehend aus einzelnen „Kelchen“, die sich zu den Lichtaugen hin öffnen. Die Lichtaugen dienen der auch der Entlüftung bzw. auch als Rauchabzug.



Abb. 7: Planung Ingenhoven und Partner

Die Kelchstützen verjüngen sich vom Stützenfuß nach oben. Im Mittelbereich beträgt die Schalendicke bei einer Spannweite von ca. 38 m nur noch 40 cm.

Durch die Belastung sind in verschiedenen Bereichen hohe Bewehrungsgrade erforderlich. Zusätzlich werden auch seitens des Architekten erhöhte Anforderungen an die Sichtbetonqualität gestellt. Dies führt zu der Notwendigkeit, für verschiedene Bereiche hier Fließbeton einzusetzen.



Abb. 8: Neuer Hauptbahnhof Stuttgart

Die Machbarkeit wurde bereits in einem Großversuch unter möglichst realistischen Randbedingungen überprüft.

Neben den besonders anspruchsvollen Kelchstützen ist jedoch das eigentliche, über 800 m lange Trogbauwerk nicht zu vernachlässigen. Das Bauwerk wird in offener Bauweise erstellt und anschließend vollständig überdeckt. Die erforderlichen Betonmassen im Bereich der Talquerung betragen über 150.000 cbm.

7 Logistik

Eine innerstädtische Baustelle in dieser Größenordnung stellt eine besondere logistische Herausforderung dar. Es müssen nicht nur mehrere Millionen Kubikmeter Erdmaterial aus der Talquerung und den anschließenden Tunnelabschnitten aus der Innenstadt herausgebracht werden, sondern im Gegenzug müssen erhebliche Massen von Baustoffen, hier vor allem die Zuschlagstoffe für die Betonherstellung und der Baustahl, in die Stadt gebracht werden. Hierfür wurde ein Logistikkonzept erarbeitet.

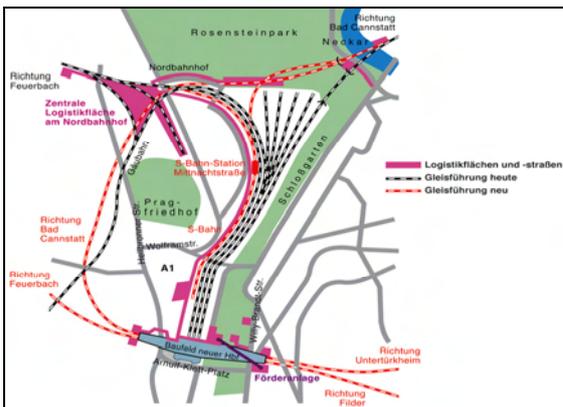


Abb. 9: Logistikflächen und -straßen

Das Logistikkonzept ermöglicht den Ab- und Antransport vor allem von Erdmaterial und Schüttgütern über die Bahntrassen. Im Bereich des Nordbahnhofs erfolgt die Umladung des Erdmaterials auf Züge. In diesem Bereich ist auch die Möglichkeit für die Erstellung von Betonwerken vorgesehen. Ab dem Nordbahnhofbereich erfolgt der Transport der Massen in der Hauptbauphase über baustelleninterne Lo-

gistikstraßen. Hierfür wird eine separate Straße am Rande der Bahnflächen zwischen Nordbahnhof und der eigentlichen Talquerung und den Tunnelbauwerken erstellt.

8 Literatur

8.1 Literaturhinweise

[1] Jünemann, H., Friedmann, J., Schorn, S., Das Projekt Stuttgart 21, Begleitbuch zur Ausstellung (2005), TurmForum Stuttgart 21 e. V

[2] Neubauprojekt Stuttgart – Ulm, Neue Strecken, neues Verkehrskonzept für die Region, Deutschland und Europa (2007), DB ProjektBau GmbH, Kommunikation, 003104

8.2 Fotos und Grafiken

[3] DB ProjektBau GmbH

9 Autor

Dr.-Ing. Jürgen Laukemper
Drees & Sommer Infra Consult
und Entwicklungsmanagement
Lautenschlagerstraße 2
70173 Stuttgart

Beton unter chemischem Angriff im Untergrund

Gunther Herold

Zusammenfassung

Die Errichtung und Herstellung großer Baukörper im Untergrund in bedeutendem Umfang wurde erst mit der Erfindung des dauerhaft wasserresistenten Baustoffes Beton möglich, wobei Bauteile oder Baukörper z. T. ganz anderen Expositionsbedingungen ausgesetzt sind als an der Erdoberfläche. Die herrschenden Expositionsbedingungen sind im Allg. durch die Geologie des Untergrundes, d.h. die boden- und felsmechanischen Kennwerte sowie die Grundwasserverhältnisse vorgegeben. Der verwendete Beton für das Untergrundbauwerk muss wasserundurchlässig und chemisch resistent gegen betonangreifende Bestandteile der anstehenden Böden und Grundwässer sein. Nachfolgend werden die in Böden und Wässern des Bauuntergrundes relevanten betonaggressiven Ionen sowie deren Angriffmechanismus auf den Baustoff Beton dargelegt. Darüber hinaus werden die nach geltendem Normenwerk vorgesehenen Schutzmaßnahmen für den Beton vorgestellt.

1 Einleitung

Stadt- und Verkehrsplaner werden zukünftig verstärkt den Untergrund als Verkehrs- und Wirtschaftsraum nutzen, um die kostbaren Areale oberhalb der Erdoberfläche langfristig zu erhalten. Mehr als 10 Prozent der Fläche Deutschlands sind als „bebaute Flächen“ ausgewiesen [1].

Der volkswirtschaftliche Schaden durch Staus auf deutschen Straßen wird auf ca. 250 Millionen Euro täglich beziffert [2]. Abhilfe kann insbesondere in dicht besiedelten Räumen oder städtischen Ballungszentren eine Teilverlagerung des Verkehrs in den Untergrund schaffen. Derzeitig im Bau oder in Planung befindliche Beispiele sind die Projekte Stuttgart 21, Neu-Ulm 21 [3], der Katzenbergtunnel innerhalb der Aus- bzw. Neubaustrecke Karlsruhe - Basel [4] oder die U-Bahnlinie 4 in Hamburgs Untergrund.

Das Bauen im Untergrund ist auch heute noch mit erheblichen finanziellen und technischen Risiken verbunden, weshalb das BMBF das Forschungs- und Entwicklungsprogramm GEOTECHNOLOGIEN ins Leben gerufen hat [5]. Die Entwicklung neuer Erkundungs- und Überwachungstechnologien für den Untergrund ist eines der Kernthemen dieses Programms. Gerade wegen der hohen Kosten für die Erstellung von Bauwerken im Untergrund im Vergleich zu entsprechenden Übertage-Gebäuden muss ihrer Dauerhaftigkeit ganz besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Untertage herrschen i. Allg. andere Expositionsbedingungen für den Baukörper als Übertage. Sie werden in aller Regel im weitesten Sinne durch die geologische Beschaffen-

heit des Baugrundes und -untergrundes in Kombination mit den herrschenden Grundwasserverhältnissen definiert.

2 Bauwerke im Untergrund

Bauen im Untergrund kann sowohl die vollständige Einbettung des Bauwerkes unterhalb der Erdoberfläche (z. B. Tunnel) wie auch nur das Einbringen von tiefreichenden Gründungen (Pfehlgründungen) für den eigentlichen Baukörper oberhalb der Erdoberfläche umfassen.

Nachfolgend wird eine Übersichtseinteilung der Bauwerke nach ihrer Lage in Bezug auf die Geländeoberfläche gegeben [6].

- a) Hochbauwerke
- b) Tiefbauwerke
 - Gründungen als Flach- und Tiefgründungen (Ramm- und Bohrpfähle)
 - Stützbauwerke (Stützmauern, Stützwände, Widerlager und Stützwände von Brücken)
 - Baugrubenverbaue (Spundwandverbau, Bohrpfehlwände, Schlitzwände, Trägerbohlwandverbau)
 - Dichtwände
 - Verpress- und Injektionsanker
 - Rohrleitungen
 - Absperrbauwerke (Dämme und Staumauern)
 - Untergrundabdichtungen (Dichtungswände und horizontale Dichtungselemente)
- c) Untertagebauwerke (Hohlraumbauten)
 - Verkehrstunnel, Schachtanlagen (Druckschächte, Lüftungsschächte), Druckstollen,
 - Freileitungsstollen, Kavernen

- größere Untertagebaukörper (U-Bahnhöfe, Tiefgaragen, spezielle Betriebseinrichtungen)

Bauwerke und insbesondere Bauwerke im Untergrund können das Grundwasser beeinträchtigen. Als natürliches Gut ist es zu schützen und darf als Trinkwasser nicht kontaminiert werden. Folgende vier Grundregeln sind daher bei Bauvorhaben im Untergrund insbesondere zu beachten:

1. Eventuell erforderliche Grundwasserabsenkungen sind zu minimieren.
2. Die natürliche Grundwasserbewegung sollte nach Fließrichtung und Geschwindigkeit erhalten bleiben.
3. Grundwassersperrschichten zwischen verschiedenen Grundwasserstockwerken dürfen nicht durchstoßen werden.
4. Durch die Baumaßnahmen dürfen keine Verunreinigungen des Grundwassers hervorgerufen werden.

3 Allgemeine Zusammenhänge zwischen Geologie und betonaggressiven Untergrund bzw. Wasser

Bei einer Beurteilung des Baugrundes bzw. Untergrundes im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des geplanten Bauwerkes müssen die Wechselwirkungen zwischen dem Baugrund und dem Niederschlagswasser berücksichtigt werden. Soweit das Niederschlagswasser nicht oberflächlich abfließt, versickert es im Untergrund und wird dem Grundwasser zugeführt. In Abhängigkeit von der anstehenden Gesteinsart kann sich sowohl die Zusammensetzung des Wassers wie auch des Gesteins verändern. Indem Mineralphasen gelöst werden, können baustoffaggressive Ionen ins Grundwasser gelangen. Dabei werden in wasserlöslichen Gesteinen (Gips, Kalkstein, Dolomit) Hohlräume geschaffen, die zu einer Verkarstung des Untergrundes führen können.

Die Wegsamkeit des Grundwassers im Untergrund hängt im Wesentlichen von der vorliegenden Gesteinsart, d. h. deren Zusammensetzung, Porosität und Klüftigkeit ab. Im unmittelbaren Grundwasserbereich sind Poren und andere Hohlräume der Gesteine vollständig wassergefüllt. Das darüber befindliche, durch Oberflächenspannung angehobene bzw. festgehaltene Wasser wird als Kapillarwasser bezeichnet, wobei im offenen Kapillarraum der Wassersättigungsgrad in aller Regel deutlich unter 1 (0,6 - 0,8) liegt.

Die Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden und Fels für bautechnische Zwecke erfolgt entsprechend DIN 18196 [7] bzw. den ATV der VOB [8]. Aus der Einstufung des Baugrundes bzw. Untergrundes nach den oben genannten Regelwerken ergeben sich bereits erste Hinweise, inwieweit eine Gefährdung des Baukörpers durch das Baumaterial angreifende Stoffe zu erwarten ist.

Für die Intensität der Schädigung des Bauwerks sind sowohl die Zusammensetzung und Konzentration der betonangreifenden Stoffe von Bedeutung als auch die Geschwindigkeit des Wasseraustausches an der Betonoberfläche, die im Wesentlichen durch die Wasserwegsamkeit der ans Bauwerk angrenzenden Gesteinsformationen kontrolliert wird. Eine für die Beurteilung der Wasserdurchlässigkeit geeignete Kenngröße ist der Durchlässigkeitsbeiwert k des Gesteins (Tabelle 1), der sowohl im Labor nach DIN 18130 ermittelt [9] oder auch aus Tabellenwerken entnommen oder abgeschätzt [10] werden kann.

Tab. 1: Durchlässigkeiten von Lockergesteinen in (m/s) in Anlehnung an DIN 18130-1 im Vergleich mit den hydrogeologischen Begriffen für Grundwasserleiter

Durchlässigkeit Lockergestein	k [m/s]	Durchlässigkeit Wasserleiter	k [m/s]
sehr stark	$>10^{-2}$		
stark	$10^{-4} - 10^{-2}$	(Poren)grundwasserleiter	$>10^{-4}$
durchlässig	$10^{-6} - 10^{-4}$	(Kluft)grundwasserleiter	$>10^{-5}$
schwach	$10^{-8} - 10^{-6}$	Grundwasserhemmer	$<10^{-5}$
sehr schwach	$<10^{-8}$	Quasi-Nichtleiter	$<10^{-8}$

Wässer aus dem kristallinen Grundgebirge (z. B. Schwarzwald) oder auch aus Sandsteinformationen mit kieseligem Bindemittel (z. B. Mittlerer Buntsandstein) sind in aller Regel sehr weich, da das Gestein keine wasserlöslichen Erdalkaliverbindungen enthält. Auch Moorwässer sind stets sehr weich. Darüber hinaus haben sie häufig einen sauren Charakter, der sie besonders betonaggressiv macht.

Kalkarme Gesteine sind eine Voraussetzung für das Auftreten kohlenstoffhaltiger Wässer, die freie, kalklösende Kohlensäure enthalten. So weisen die Grundwässer der Burgsandstein-Aquifere im Nürnberger Becken oftmals erhebliche Gehalte an aggressiver Kohlensäure auf [11]. Der betonaggressive sowie metallangreifende Charakter des Grundwassers im Stadtgebiet von Nürnberg wurde detailliert beschrieben [12, 13]. Die gleichen Aussagen treffen auch auf den Großraum Feucht zu, wo die sehr hohen Gehalte an freiem Kohlendioxid ein ausgesprochen betonaggressives Grundwasser verursachen. Im Nürnberger Becken steht in rund 400 m unter der Erdoberfläche das Grundgebirge an, aus dem das Kohlendioxid freigesetzt wird. Über tief reichende Klufscharen steigt das Gas auf bis in die oberen Keuper-Aquifere und verbleibt hier z. T. als kalklösende Kohlensäure im Grundwasser. Ausgesprochen kohlenstoffreich und somit häufig kalkaggressiv.

siv sind auch viele Mineralwässer (so genannte „Säuerlinge“).

Gesteinformationen des Unter- und Mitteljuras (Obtuston, Posidonienschiefer, Opalinuston) enthalten häufig Pyrit (FeS₂), so dass sulfidhaltige Wässer entstehen können. Sie sind ebenso betonaggressiv wie auch sulfathaltige Wässer. Sie entstehen entweder durch Oxidation der Sulfide und ihr Auftreten ist dann an die oben genannten Gesteinformationen geknüpft, oder sie bilden sich in sulfatführenden Gesteinschichten. Zu ihnen gehören insbesondere der Mittlere Muschelkalk und Gipskeuper. Lokal treten aber auch in den Bunten Mergeln, dem Schilfsandstein, dem Unterkeuper und dem obersten Buntsandstein leichtlösliche Sulfate auf, die dann Ursache des betonaggressiven Wassers sein können [14].

Die Posidonienschiefer Baden-Württembergs sind besonders bekannt für Baugrundhebungen durch Kristallisationsdrücke, die infolge von Bautätigkeiten induziert werden. Die bituminösen, feinschichtigen Posidonienschiefer der Lias enthalten z. T. 5 - 8 % Pyrit, wobei die Sulfidphase bei Belüftung oxidiert wird und in Sulfat (Gips) übergeht. Über der Grundwasseroberfläche scheiden sich auf den Schichtflächen der dünnsschichtigen Schiefer feinste Sulfatminerale ab, deren Kristallisationsdruck nachfolgend zu erheblichen Baugrundhebungen führen kann [15, 16]. Der Anhydrit muss dabei nicht massig auftreten, sondern bereits im Gestein fein verteilter Anhydrit von wenigen Prozent, insbesondere in Wechsellagerung mit Tonmineralen, kann erhebliche Hebungsbeträge hervorrufen. Die Anhydrit-Gips-Umwandlung führt, wahrscheinlich in Wechselwirkung mit dem innerkristallin quellfähigen Tonmineral Corrensit, zu den gefürchteten Quelldrücken bei Tunnelbauten, z.B. dem Wagenburg- und Engelbergtunnel, sowie zu Hebungsschäden im Straßenbau, z.B. die Autobahn bei Oberndorf im Allgäu [13].

Darüber hinaus wurden Bauschäden auch durch starke Hebungen beobachtet, die in Auffüllungen und Dammschüttungen aus Gipskeuper-Sedimenten auftraten, aber nicht auf einer Anhydrit-Gips-Umwandlung und/oder Tonquellung beruhen. In diesen Schadensfällen wurden im Sediment röntgenographisch Ettringit bzw. Thumasit nachgewiesen.

4 Betonaggressive Grundwasser- und Bodenverhältnisse nach Normenwerk

In der DIN 4030 [17] sind Wasserinhaltsstoffe und Parameter zusammengestellt, die nach entsprechender Untersuchung Rückschlüsse auf die Betonaggressivität des Wassers oder Bodens zulassen. Hierzu gehören die Ermittlung des pH-Wertes und der Härte sowie der Gehalt an kalklösender Kohlensäure, Sulfat, Chlorid, Magnesium, Ammonium und organischen Stoffen. Einige dieser Inhaltsstoffe

können Indikatoren für anthropogene Verunreinigungen sein (Abwässer, Düngung, Salzstreuung, Sickerwässer aus Deponien). Meist jedoch sind die grundwasserdurchströmten Gesteine für die Betonaggressivität verantwortlich. Die wesentlichsten, in anthropogen unveränderten, natürlichen Grundwässern vorkommenden, betonaggressiven Inhaltsstoffe werden nach DIN 4030 in Tabelle 2 wiedergegeben.

Die in nachfolgender Tabelle 2 nicht genannten Parameter der obigen Aufzählung können ergänzend verwendet werden, um das zu beurteilende Wasser durch allgemeinere Merkmale noch näher zu charakterisieren. Zur Einordnung des Wassers in eine Expositionsklasse werden jedoch ausschließlich die in Tabelle 2 zusammengestellten Grenzwerte herangezogen.

Tab. 2: Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser

Chemisches Merkmal	XA1	XA2	XA3
Wasser			
SO ₄ ²⁻ [mg/l]	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3000	> 3000 und ≤ 6000
pH-Wert	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
CO ₂ angreifend [mg/l]	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	>100 bis zur Sättigung
NH ₄ ⁺ [mg/l]	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Mg ²⁺ [mg/l]	≥ 300 und ≤ 1000	> 1000 und ≤ 3000	> 3000 bis zur Sättigung
Boden			
SO ₄ ²⁻ [mg/kg] ^{a)}	≥ 2000 und ≤ 3000 ^{b)}	> 3000 ^{b)} und ≤ 12000	> 12000 und ≤ 24000
Säuregrad	> 200 Baumann-Gully	In der Praxis nicht anzutreffen	

Legende zur Tabelle 2 :

- XA1 chemisch schwach angreifende Umgebung
- XA2 chemisch mäßig angreifende Umgebung
- XA3 chemisch stark angreifende Umgebung

a) Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10⁻⁵ m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden.

b) Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton - zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen - besteht, ist der Grenzwert von 3000 mg/kg auf 2000 mg/kg zu vermindern.

Die chemische Untersuchung für die Beurteilung der angreifenden Wirkung eines Bodens umfasst die Bestimmung des Säuregrades nach Baumann-Gully sowie des Gehaltes an Sulfat und Sulfid. Die zusätzliche Ermittlung des Chloridgehaltes ist grundsätzlich anzuraten.

Boden kann den Betonbaukörper nur über die in ihm enthaltene Feuchtigkeit angreifen. Falls die Entnahme von Wasserproben nicht möglich ist, so liegt ein deutlicher Hinweis darauf vor, dass sich die betonangreifenden Bestandteile an der Bauteiloberfläche nur sehr langsam ersetzen. Die Grenzwerte gelten für Boden, der häufiger durchfeuchtet wird.

Für die Beurteilung und damit für die zu ergreifenden betontechnologischen Maßnahmen ist die jeweils höchste Expositionsklasse maßgebend, in die die betonangreifenden Bestandteile nach Tabelle 2 eingestuft werden, auch wenn diese Expositions-klasse nur von einem Einzelwert erreicht wird.

Die Klasseneinteilung entsprechend DIN EN 206 [18] bzw. DIN 4030 für chemisch angreifende Umgebung nach der Tabelle 2 gilt für natürliche Böden und Grundwasser mit einer Wasser-/Boden-Temperatur zwischen 5 °C und 25 °C und einer Fließgeschwindigkeit des Wassers, die klein genug ist, um näherungsweise hydrostatische Bedingungen anzunehmen. Diese Formulierung beinhaltet keinen oder nur einen unwesentlichen Wasseraustausch an der beaufschlagten Betonoberfläche. Die Tabelle 2 gilt ausdrücklich nicht für Wasser mit hoher Fließgeschwindigkeit und chemisch verunreinigte Böden und Wässer. Nach DIN 4030 gelten die Grenzwerte für stehendes und schwach fließendes, in großen Mengen vorhandenes, unmittelbar auf Beton einwirkendes Wasser, bei dem die angreifende Wirkung durch Reaktion mit dem Beton nicht vermindert wird. Aussagen zur Fließgeschwindigkeit werden jedoch nicht getroffen. Auf einen verstärkten Angriff weist DIN 4030 hin, wenn der Beton zusätzlich einem mechanischen Abrieb durch schnell strömendes oder bewegtes Wasser unterliegt.

Eine Absenkung des Angriffsgrades ist dann zu erwarten, wenn sich das Wasser nur langsam bewegt, wie z. B. in wenig durchlässigen Böden (Durchlässigkeitsbeiwert $k < 10^{-5}$ m/s).

5 Einzelbetrachtung betonangreifender Ionen in Wässern und Böden

5.1 Betonangreifende Wässer

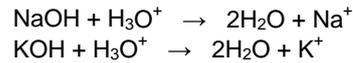
5.1.1 Saure Wässer

Unter den in den Normen DIN 4030 bzw. DIN EN 206 aufgeführten betonangreifenden Ionen kommt in der Praxis dem Angriff saurer Wässer die größte Bedeutung zu. Betonangreifend wirkt in sauren Wässern das Hydroniumion (H_3O^+), dessen Konzentration den pH-Wert des Wassers bestimmt ($pH = - \lg$

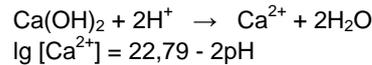
$[H_3O^+]$). Nach den oben genannten Normen werden bereits Wässer mit einem pH-Wert kleiner 6,5 als schwach betonangreifend eingestuft.

Beim Angriff saurer Wässer auf Beton sind alle Phasen des Zementsteins ZS (Portlandit, CSH- und AF-Phasen, Porenlösung) von der Korrosionsreaktion betroffen:

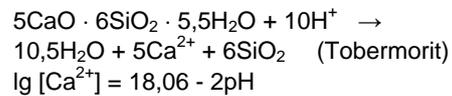
1. Neutralisation der stark alkalischen Porenlösung aus Alkalihydroxiden



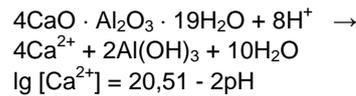
2. Auflösung des Portlandit



3. Zersetzung der CSH-Phasen



4. Zersetzung der AF-Phasen



Die angeführten Gleichgewichte gelten für den Fall, dass als gelöste Spezies nur Ca^{2+} -Ionen auftreten und feste Reaktionsprodukte entstehen. Die festen schwerlöslichen Reaktionsprodukte SiO_2 und $Al(OH)_3$ verbleiben im Verlaufe der Korrosion auf der Betonoberfläche und bilden eine wirksame Deck- und Schutzschicht, die den weiteren Korrosionsfortschritt erheblich behindert. Ein Verbleib dieser Schutzschicht auf der Betonoberfläche setzt nicht abrasive Korrosionsbedingungen voraus. Derartige Korrosionsbedingungen sind im Allgemeinen an Bauwerken im Untergrund gegeben.

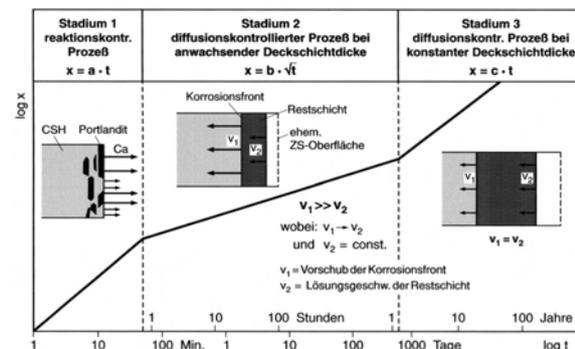


Abb.1: Korrosionsstadien und zeitlicher Korrosionsverlauf von Beton in sauren Wässern unter nicht abrasiven Bedingungen (schematische Darstellung) [19]

In der frühesten Phase der Korrosion, also im Stadium 1, wird der oberflächennahe Portlandit kongruent

gelöst, und die kondensierenden Silikattetraeder aus den Calciumsilikathydraten führen zur Bildung einer SiO₂-Schutzschicht, zu deren Zusammensetzung auch die Elemente der AF-Phasen beitragen können. Die Folge dieses Lösungszenarios mit freien Portlandtoberflächen ist ein reaktionskontrollierter Korrosionsprozess, d.h. die chemische Umsetzung (nach Reaktionsgleichung) ist der geschwindigkeitsbestimmende Schritt in diesem Stadium 1, dessen Dauer pH-Wert abhängig im Minutenbereich liegt. Sobald der oberflächennahe Portlandit gelöst ist und die darunter liegenden CSH-Phasen an der Reaktion beteiligt werden, liegt eine geschlossene SiO₂-Schutzschicht auf der Oberfläche zementgebundener Werkstoffe vor.

Im nun beginnenden Stadium 2 führt das fortdauernd inkongruente Lösungsverhalten der CSH- bzw. AF-Phasen zu einer anwachsenden Schutzschicht (ein geringer Betrag an ZS-Oberfläche wird lösend abgetragen und ist in der Darstellung mit gestrichelter Signatur angedeutet). Der Transport der Ionen, also der [H₃O⁺]-Ionen an die Korrosionsfront wie auch der Reaktionsprodukte in die Lösungsphase hinein, erfolgt in der Silikatgelschicht nur durch Diffusion. Der Korrosionsprozess ist nun diffusionskontrolliert, was sich im log-log-Diagramm in der Steigung 0,5 äußert (\sqrt{t} -Abhängigkeit). Da in diesem Stadium der Vorschub der Korrosionsfront mit der Geschwindigkeit v_1 in den ZS hinein wesentlich rascher erfolgt als der lösende Abtrag der Deckschicht mit der Geschwindigkeit v_2 , vermindert sich durch die damit zwangsläufig anwachsende Deckschichtdicke der Vorschub v_1 der Korrosionsfront stetig, während v_2 über die Zeit konstant bleibt.

Im Stadium 3 ist $v_1 = v_2$, d. h. die Dicke der Schutzschicht bleibt nun konstant. Die Diffusion durch die Gelschicht mit konstanter Dicke kontrolliert die Lösungsgeschwindigkeit. Der Vorschub v_1 der Korrosionsfront verläuft jetzt mit niedriger, aber konstanter Geschwindigkeit (d.h. die Lösungsraten sind konstant), was sich im log-log-Diagramm in einer Zunahme der Steigung bemerkbar macht. Da konstante Lösungsraten im log-log-Diagramm gleichbedeutend mit Steigung 1 sind, muss die Steigung der Geraden von 0,5 im Stadium 2 in einem längeren Zeitintervall auf die Steigung 1 im Stadium 3 zunehmen. Die Dauer von Stadium 2 bewegt sich im Bereich von Monaten bis Jahren und ist abhängig vom pH-Wert [20].

Der Zeitpunkt des Überganges von Stadium 2 in Stadium 3 wird ganz wesentlich durch die Beständigkeit der Schutzschicht (d.h. deren Löslichkeit) in der angreifenden Lösung beeinflusst. So stellen Locher et al. [21] bei Einwirkung kalklösender Kohlensäure erst nach 8 bis 10 Jahren einen konstanten jährlichen Abtrag fest.

Unter Vernachlässigung des nur über eine sehr kurze Zeitspanne dauernden Stadiums 1 lässt sich der Korrosionsprozess bei Einwirkung mineralaurer Wässer daher durch Kombination der beiden Zeitgesetze aus Stadium 2 und 3 darstellen, nach denen die Korrosionstiefe x wie folgt berechnet werden kann:

$$x = a \cdot \sqrt{t} + b \cdot t$$

mit x = Korrosionstiefe
 t = Korrosionsdauer
 a, b = systemabhängige Konstanten

Saure Wässer sind häufig in kalkarmen Gebieten, in Heide- und Mooregebieten sowie auf Urgesteinböden mit hohem Nadelwaldanteil zu finden. Diese Wässer sind meist nicht oder nur schwach gepuffert, so dass sich der pH-Wert bei Säure- oder Baseneinträgen rasch verändert. In gut gepufferten Gewässern von Kalkgebieten können aufgrund von natürlichen Puffersubstanzen wie z. B. Phosphaten, Aminosäuren, Hydrogencarbonaten und organischem Material, Säureeinträge abgepuffert werden. Saure Wässer können insbesondere aber auch bei der Verwitterung sulfidhaltiger Mineralphasen beim Anschnitt oder Aushub entsprechender Gesteins- oder Bodenhorizonte entstehen.

5.1.2 Wässer mit kalklösender Kohlensäure

Kohlensäurehaltige Wässer enthalten freie, kalklösende Kohlensäure (gelöstes Kohlendioxid). Sie entspringen stets den genannten kalkarmen Gesteinen.

Die Aufnahme von Kohlendioxid aus der Atmosphäre erfolgt durch Niederschlagswasser und bei der Passage durch den Boden und den Austausch mit der Bodenluft. Der Kohlendioxidgehalt des Regenwassers aus der Luft ist dabei weitestgehend unwesentlich. Ein erheblicher Anteil der Kohlensäureanreicherung des Grundwassers erfolgt vielmehr bei der Durchsickerung der oberen Bodenhorizonte durch biochemische und mikrobiologische Vorgänge, wobei der dabei aufgenommene CO₂-Gehalt des oberflächennahen Grundwassers in aller Regel unter 20 mg/l liegt. Mit zunehmender Tiefe nimmt der CO₂-Gehalt des Grundwassers normalerweise ab. Die Kohlensäuregehalte CO₂-führender Grundwässer liegen im Intervall zwischen 15 und 40 mg CO₂/l. Allerdings wurden auch Werte von deutlich über 100 mg CO₂/l gemessen. Höhere CO₂-Werte im Wasser sind i. Allg. ein sicheres Zeichen für eine aszendente Herkunft des Kohlendioxids.

Nur etwa 0,7 % des gelösten CO₂ reagiert mit Wasser unter Bildung von Kohlensäure (H₂CO₃), die in der ersten Stufe in H⁺- und HCO₃⁻-Ionen und in der zweiten Stufe in H⁺- und CO₃²⁻-Ionen dissoziiert:



2. Dissoziationsstufe: $\text{HCO}_3^- \rightleftharpoons \text{H}^+ + \text{CO}_3^{2-}$

Das chemische Gleichgewicht zwischen den Ionen der Kohlensäure, dem Kohlendioxid und dem Calciumcarbonat wird als "Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht" bezeichnet (Abbildung 2) und bestimmt ganz wesentlich den kalkabscheidenden oder kalkauflösenden Charakter des Wassers [22]. Wie aus dem Diagramm deutlich wird, führt eine pH-Werterniedrigung (H^+ -Erhöhung) zu mehr CO_2 , während eine Erhöhung des pH-Wertes (H^+ -Erniedrigung) zu höheren Anteilen an HCO_3^- - und CO_3^{2-} -Ionen führt.

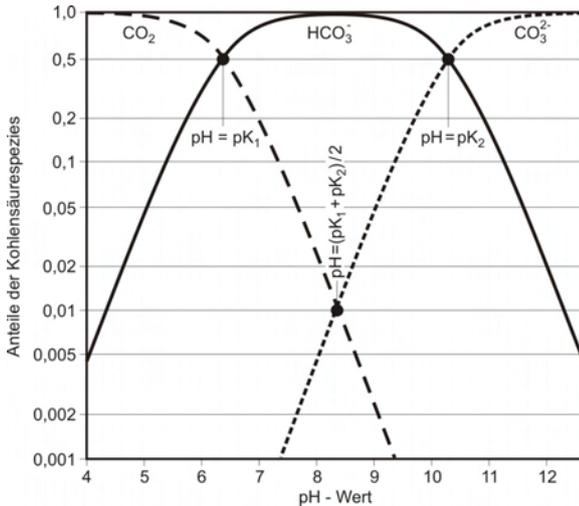


Abb. 2: Anteile der verschiedenen Kohlesäurespezies an der Konzentrationssumme $[\text{CO}_2] + [\text{HCO}_3^-] + [\text{CO}_3^{2-}]$

Ist in Bezug auf die oben genannten Reaktionen mehr Kohlensäure (freie überschüssige Kohlensäure) vorhanden als für das Gleichgewicht erforderlich, so liegt kein Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht mehr vor. Dieses aggressive Wasser mit freier überschüssiger Kohlensäure führt nunmehr zur Auflösung von Kalk (kalklösende Kohlensäure).



Der in einem wässrigen System insgesamt festgehaltene Anteil an Kohlensäure wird als gesamte Kohlensäure bezeichnet, die in freie und gebundene Kohlensäure unterteilt wird (Tabelle 3). Bei der gebundenen Kohlensäure wird wiederum zwischen halb und ganz gebundener Kohlensäure unterschieden. Die halb gebundene Kohlensäure ist im Hydrogencarbonat $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ und die fest gebundene Kohlensäure ist in Karbonaten CaCO_3 gebunden. Die Hydrogencarbonate würden zerfallen, wenn nicht die sog. freie zugehörige Kohlensäure vorhanden wäre. Ist darüber hinaus keine weitere Kohlensäure vorhanden, so befindet sich das Wasser im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht. Liegt jedoch weitere

Kohlensäure im System vor, so ist dies die freie überschüssige Kohlensäure, d. h. es ist kein Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht mehr vorhanden.

Betonaggressiv ist nur der Teil der freien überschüssigen Kohlensäure, da nach Angriff dieser

Tab. 3: Kohlensäure im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht und zugehörige Eigenschaften

Gesamte Kohlensäure			
Freie Kohlensäure		Gebundene Kohlensäure	
zugehörige K.	überschüssige K.	ganz gebundene K.	halb gebundene K.
nicht betonaggressiv	enthält kalklösende CO_2 , daher betonaggressiv	in Karbonaten z. B. CaCO_3	in Hydrogencarbonaten z. B. $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$
metallaggressiv	Gesamtüberschuss: <i>Metallkorrosion</i> Teilüberschuss: <i>Betonkorrosion</i>	nicht aggressiv	

Kohlensäure auf Kalk wieder $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ entsteht, das zu seiner Stabilisierung eine weitere Menge an freier zugehöriger Kohlensäure benötigt. Hingegen ist für metallische Bauteile zu beachten, dass die gesamte freie Kohlensäure metallaggressiv ist, also auch die freie zugehörige Kohlensäure.

Das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht ist dann erreicht, wenn die Menge der freien Kohlensäure gerade der Menge an zugehöriger (gebundener) Kohlensäure entspricht. Bei zu geringem Gehalt an freier zugehöriger Kohlensäure kann es zur Ausfällung von Kalk kommen. Ist jedoch mehr freie als zugehörige Kohlensäure vorhanden, so ist das Wasser beton- bzw. kalkaggressiv und strebt durch Lösung von Kalk wieder den Gleichgewichtszustand an.

Das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht lässt sich auch unter Verwendung des pH-Wertes durch folgende Beziehung ausdrücken [23]:

$$\text{pH}_{\text{Sättigung}} = \text{pK} - \lg [\text{Ca}^{2+}] - \lg [\text{HCO}_3^-] + \lg f_L$$

mit pK = temperaturabhängige Konstante
 f_L = Korrekturfaktor in Abhängigkeit von der Ionenstärke

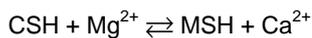
Der oben wiedergegebene mathematische Zusammenhang besagt, dass bei einem gegebenen Wasser (pK , f_L) der vorhandene pH-Wert die Löslichkeit begrenzt. Ein erhöhter pH-Wert führt zu einer

Verminderung der Kalklöslichkeit und bei hohen pH-Werten (> 9,5) ist überhaupt keine Lösung von Kalk mehr möglich.

Beim Angriff kalklösender Kohlensäure handelt es sich letztlich um einen Sonderfall des Angriffes saurer Wässer, so dass auch die im letzten Abschnitt 5.1.1 wiedergegebenen Gesetzmäßigkeiten für den zeitlichen Ablauf des Betonangriffes Gültigkeit besitzen.

5.1.3 Magnesium- und ammoniumhaltige Wässer

Bei einem Kontakt von magnesiumhaltigen Wässern mit Betonen kommt es in oberflächennahen Bereichen zur Umwandlung der CSH-Phasen in die nicht festigkeitsbildenden Magnesiumsilikathydrate (MSH) [24]. Gleichzeitig bildet sich auf der Betonoberfläche eine schützende Deckschicht aus Brucit ($Mg(OH)_2$), die das Eindringen von Magnesiumionen in den Beton erschwert und dadurch die weitere Entfestigung des Baustoffes stark verlangsamt. Die diesen Sachverhalt kennzeichnenden chemischen Vorgänge werden in den nachfolgenden Reaktionsgleichungen wiedergegeben:

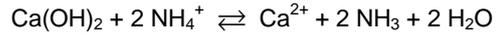


Bei einer 10jährigen Lagerung von Betonprismen in einer Magnesiumchloridlösung mit einer Mg^{2+} -Konzentration von 2500 mg/l stellten Rechenberg und Sylla [25] nach Ausbildung der schützenden Deckschicht keine weitere Entfestigung der Baustoffkörper fest. Die Autoren fordern daher Magnesiumlösungen bis zu der genannten Konzentration als nicht betonaggressiv einzustufen.

Summarisch betrachtet handelt es sich um Austauschreaktionen, bei denen das Calcium im Beton durch Magnesiumionen ersetzt wird, wobei es sich bei den Reaktionsprodukten um leichtlösliche bzw. minderfeste Verbindungen handelt. Hochkonzentrierte magnesiumhaltige Wässer sind verhältnismäßig selten in der Natur anzutreffen.

Auch stark ammoniumbelastete Wässer sind verhältnismäßig selten und sehr häufig anthropogen beeinflusst. Zwar kann Ammonium auch geogen bedingt in Wässern vorkommen, allerdings fehlen dann aber Nitrit und Nitrat und das Grundwasser ist sauerstoffarm. Hohe Ammoniumgehalte im Wasser deuten häufig auf eine Kontamination durch Abwässer (z. B. aus undichten Kanälen) hin. Weitere Quellen von Ammonium (und Nitrat) stellen mineralische Dünger sowie Dung und Gülle aus landwirtschaftlicher Flächennutzung dar.

Der grundlegende Schädigungsmechanismus des Betons durch Ammonium beruht auf einer Austauschreaktion mit Auslaugung des Portlandzements:

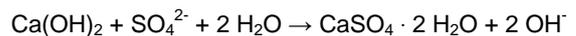


5.1.4 Schwefelführende Wässer

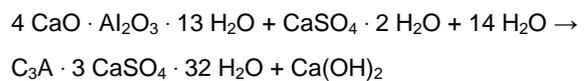
Sulfidische Wässer sind an ihrem fauligen Geruch zu erkennen, der durch Schwefelwasserstoff (H_2S) verursacht wird. Das Gas ist meist das Zerzeugungsprodukt aus organischen Stoffen (z. B. Wasseraustritt aus Schlickablagerungen) oder aus pyritführenden Gesteinen z. B. des Unter- und Mitteljuras. Bei Sauerstoffzutritt können durch Oxidation der Sulfide bei geringer Fließgeschwindigkeit auch Wässer mit hohen Sulfatgehalten entstehen.

Sulfathaltige Wässer treten in aller Regel in Regionen mit sulfatführenden Gesteinen und Böden auf, aus denen die leichtlöslichen Sulfate (Gips, Anhydrit) freigesetzt werden. Nach dem Eintritt des sulfathaltigen Wassers in den Porenraum der Betonrandzone erfolgt eine Umsetzung von SO_4^{2-} mit $Ca(OH)_2$ zu Gips bzw. das Aluminathydrat reagiert mit dem Gips zu Ettringit bzw. Trisulfat [24], einem wasserhaltigen Calcium-Aluminium-Sulfat. Die zugehörigen chemischen Prozesse werden nachfolgend wiedergegeben:

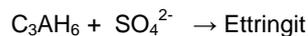
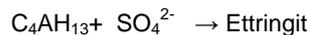
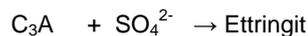
Gipsbildung:



Ettringitbildung:



Grundsätzlich sind alle Aluminatphasen empfindlich gegenüber Sulfat und reagieren zu Ettringit:



Die Entstehung des Ettringits ist mit Quellungen verbunden, die höhere Druckspannungen im umliegenden Baustoffgefüge bewirken. In der Folge kommt es zur Bildung von Mikrorissen, was mit einem Abfall der Festigkeiten des Betons einhergeht. Darüber hinaus begünstigen die Mikrorisse nunmehr den Eintritt weiterer Sulfationen in die Betonrandzone. Bei einem fortgesetzten Angriff kommt es zu einer vollständigen Zerstörung des Betongefüges.

Die Intensität des Sulfatangriffes hängt ab von der Dichtigkeit des Betons, dem Gehalt an C_3A und C_4AF des Zementes (wobei C_3A viel reaktionsfähiger als C_4AF ist), der Sulfatkonzentration bzw. dem Quotient $Q = Al_2O_3/CaSO_4$ sowie der Höhe der Umgebungstemperatur. Darüber hinaus wird das Ausmaß der Schädigung auch durch das Sulfatanion begleitende Kation kontrolliert.

Langfristig ist auch eine verdunstungsinduzierte Salzanreicherung im Beton möglich. Durch einen im Bauteil über Jahrzehnte gleichgerichteten Feuchtigkeitsstrom der im Grundwasser oder Boden vorhandenen niederen Elektrolytkonzentrationen kann es zu einer Aufkonzentration betonschädlicher Salze kommen, indem an der Bauwerks Oberfläche durch Verdunstung des Wassers das Löslichkeitsprodukt derartiger Salze überschritten wird. Dabei kann lokales Salztreiben das oberflächennahe Baustoffgefüge zerstören. Die Anreicherung von Sulfat kann auch zu einem Ettringit- und nachfolgend Thaumasilangriff führen, der sich durch Treibschäden am Bauwerk darstellt.

5.1.5 Weiche Wässer

Weiche Wässer enthalten nur sehr geringe Anteile an Erdalkalitionen (Kalzium, Magnesium, Strontium und Barium). Die Summe der im Wasser vorhandenen Erdalkalien wird als Gesamthärte bezeichnet. Die Härte wird in den SI-Einheiten mmol/l bzw. mol/m³ angegeben. Zwar ist die Einheit °dH (Grad deutscher Härte) veraltet, aber immer noch in der Praxis sehr gebräuchlich.

Weiche Wässer sind untersättigt an Calciumcarbonat. Derartige Wässer mit einer Härte unter 30 mg CaO pro Liter lösen den Portlandit (Ca(OH)₂) aus dem Beton. In Kombination mit einer erhöhten Temperatur (z. B. 30 °C) und einem ständigen Wasseraustausch an der Betonoberfläche ergibt sich nach Erfahrungen des Autors ein erhebliches Korrosionspotential. Die DIN 4030 enthält nicht grundlos einen warnenden, aber sehr allgemein gehaltenen Hinweis vor dem Angriff von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung bei erhöhten Temperaturen und bewegtem Wasser: „Mit einem verstärkten Angriff ist unter Umständen zu rechnen bei höherer Temperatur und bei höherem Druck“. Hierbei wird weder angegeben, was unter erhöhter Temperatur bzw. erhöhtem Druck zu verstehen ist und welche besonderen Umstände einen verstärkten Angriff auslösen. Ergänzend ist darauf hinzuweisen, dass die Aggressivität des Wassers häufig durch niedrige pH-Werte (pH < 7) erhöht wird. Die schwach saure Reaktion des Wassers ist dabei meist auf Huminsäuren zurückzuführen.

Da für den Nichtfachmann in aller Regel keine sachkundige Bewertung besonderer Umgebungsbedingungen möglich ist, sollte in derartigen Fällen grundsätzlich gutachterlicher Rat in Anspruch genommen werden.

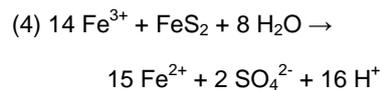
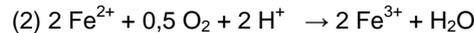
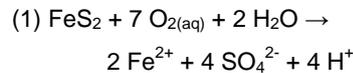
5.2 Betonangreifende Böden

5.2.1 Sulfidhaltige Böden

Unter anthropogen unveränderten geologischen Bedingungen oder ungestörten Bodenverhältnissen besteht nur ein minimaler Kontakt zwischen Gestein

bzw. Boden und Sauerstoff, so dass der vorhandene Phasenbestand zeitlich praktisch stabil ist. Durch bauliche und bergbauliche Eingriffe in den Untergrund werden Böden und anstehende Gesteine verstärkt dem Oberflächenwasser und der Luft ausgesetzt, so dass einige Phasen chemisch instabil werden. Von ihrer Bedeutung nach Häufigkeit gehören hierzu insbesondere die Minerale Pyrit und Markasit (zwei FeS₂-Modifikationen).

Die Verwitterung beider Phasen setzt bei Kontakt der pyritführenden Gesteinsschichten oder Bodenhorizonte mit Sauerstoff und Wasser ein und hängt insbesondere von den Redoxverhältnissen, dem Sauerstofftransport und der Wasserzugänglichkeit ab. Die Oxydation der Sulfide verläuft dann in verhältnismäßig kurzen Zeiträumen ab, wobei Sulfat (SO₄²⁻), gelöstes Eisen sowie Wasserstoffionen gebildet werden [26].



Reaktionen (1) und (2) sind mikrobiell katalysiert, was die Reaktionsgeschwindigkeit um das Mehrtausendfache erhöht. Reaktionen (2) bis (4) verlaufen autokatalytisch.

Die dabei entstehende Wasserstoffionenkonzentration kann zu einer Absenkung des pH-Wertes auf bis zu 3,6 führen, was entsprechend DIN EN 206 einem sehr starkem chemischem Angriff entspricht. Die häufig erhöhte Basekapazität solcher Wässer (insbesondere Grubenwässer) wird also vorwiegend durch die Verwitterung der Disulfide ausgelöst. Unter günstigen Bedingungen liegt eine Mineralvergesellschaftung (insbesondere Anwesenheit von Carbonaten) vor, die durch ihre Verwitterung den pH-Wert puffern und somit wieder erhöhen kann.

Neben dem sauren Angriff durch die in den Reaktionen (1), (3) und (4) entstandenen Wasserstoffionen findet zeitgleich ein Sulfatangriff durch die nach den Reaktionen (1) und (4) gebildeten SO₄²⁻-Ionen statt, deren Angriffsmechanismus in Abschnitt 5.1.4 skizziert wurde.

5.2.2 Sulfathaltige Böden

Die genannten Grenzwerte der Expositionsklassen für Sulfat im Boden können in bestimmten sulfatführenden Gesteinsformationen, wie dem Gipskeuper oder Mittleren Muschelkalk, deutlich überschritten werden. Die vorkommenden Sulfatverbindungen werden in den Bodenwässern gelöst und das Sulfat

wassergetragen an den Baukörper herangeführt. Der nachfolgende Betonangriff wurde in Abschnitt 5.1.4 dargestellt. Der effektiv wirksame Sulfatangriff muss entscheidend durch die am Bauwerkskörper herrschenden Bodenverhältnisse (Dichtigkeit des Bodens, Wasserhaushalt) mit beeinflusst werden.

Eine umfassende aktuelle Übersicht zum „Sulfatangriff auf Beton“ kann dem gleichnamigen Sachstandsbericht [27] entnommen werden, der auch die Schädigung durch pyritartige Böden einbezieht.

5.2.3 Ton- und sulfathaltige Böden

Neben dem unmittelbar chemischen Angriff auf den Beton durch sulfathaltige Böden und Wässer können durch ton- und sulfathaltige Böden auch indirekte Schädigungen des Baukörpers verursacht werden. Eine starke Volumenzunahme und damit einhergehende Baugrundhebungen treten bei der Wasseraufnahme bzw. Hydratation von Anhydrit zu Gips auf, wenn im Zuge der Bautätigkeiten die Anhydritschichten angeschnitten werden und Wasser zu diesen Schichten Zutritt erhält (Abbildung 3). Die damit einhergehenden Hebungerscheinungen können über Jahre hinweg andauern.

Der Anhydrit muss dabei nicht massig-bankig auftreten, sondern bereits im Gestein fein verteilter Anhydrit von wenigen Prozent, insbesondere in Wechsellagerung mit Tonmineralen, kann erhebliche Hebungsbeträge hervorrufen. Die Anhydrit-Gips-Umwandlung führt, wahrscheinlich in Wechselwirkung mit dem innerkristallin quellfähigen Tonmineral Corrensit, zu den gefürchteten Quelldrücken bei Tunnelbauten, z.B. dem Wagenburg- und Engelbergtunnel, sowie zu Hebungsschäden im Straßenbau, z.B. die Autobahn bei Oberndorf im Allgäu [14].

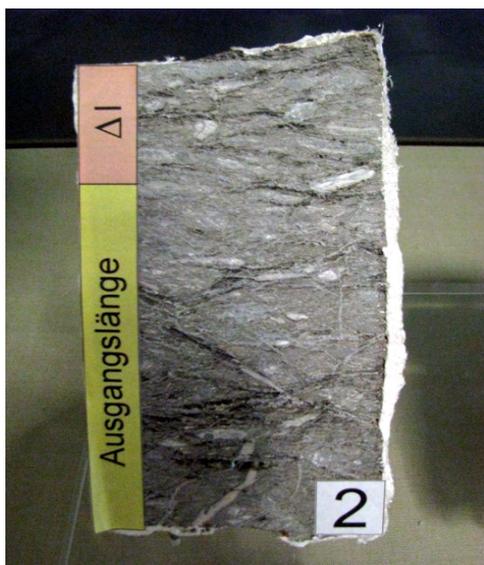


Abb. 3: Ausgangslänge und Längenänderung Δl eines Bohrkernes aus dem Gipskeuper nach Feuchtelagerung

6 Maßnahmen zum Schutz des Untergrundbauwerkes

Zur Planung insbesondere größerer Ingenieurbauwerke im Untergrund gehören exakte Informationen zum Baugrund, d. h. den späteren Umgebungsbedingungen für das Bauwerk. Die Baugrundverhältnisse werden dabei im Wesentlichen von den geologischen Schichten bestimmt, die im Verlaufe der Baumaßnahme an- und aufgeföhren werden. Neben der Ermittlung boden- und felsmechanischer Kennwerte des Baugrundes und –untergrundes ist eine Bestimmung betonangreifender Bestandteile im Baugrund und dem anstehenden Grund- und/oder Schichtenwasser nach DIN 4030-1 vorzunehmen. Im Bereich ehemaliger Altlaststandorte ist es darüber hinaus angezeigt, Baugrund und Wasser auch auf weitere betonangreifende Bestandteile hin zu untersuchen. Das gilt insbesondere bei Pfahlgründungen für Reibungs- und Zugpfähle, bei denen die Krafteinleitung weit überwiegend oder ausschließlich über den Pfahlmantelwiderstand erfolgt. Bei einem lösenden Angriff auf die Randzone des Betonmantels solcher Pfähle kann die Mantelreibung weitestgehend aufgehoben werden.

Bei der Planung von Betonbauwerken im Untergrund ist insbesondere zu berücksichtigen, dass in aller Regel ein nachträglicher Schutz des Bauteils in chemisch angreifender Umgebung nicht mehr möglich oder nur mit sehr hohem Aufwand zu realisieren ist. Deshalb muss die zu erwartende Exposition des Bauwerkes im Untergrund äußerst gewissenhaft ermittelt werden.

Nach der Analyse des Baugrundes auf betonaggressive Bestandteile erfolgt eine Beurteilung des Wassers und des Bodens auf der Grundlage der ermittelten Daten, die die Zuordnung eines Angriffsgrades nach Tabelle 2 ermöglicht. Bei einem zu erwartenden chemischen Angriff auf den Baukörper sind Maßnahmen zur Sicherung der Dauerhaftigkeit zu ergreifen. Dazu gehören betontechnologische und konstruktive Maßnahmen sowie gegebenenfalls ergänzende Schutzmaßnahmen, falls die Umgebungsbedingungen für das Bauwerk in die Expositions-kategorie XA3 fallen.

DIN 1045-2/A2:2007-06 [28] gilt mit dem nicht veränderten Teil der DIN 1045-2:2001-07 [29] in Kombination mit DIN EN 206 und sieht vom chemischen Angriffsgrad abhängige Schutzmaßnahmen für das in betonaggressiver Umgebung befindliche Bauteil vor, die aus der nachfolgenden Tabelle 4 entnommen werden können.

Tab. 4: Grenzwerte für die Zusammensetzung von Beton bei chemischem Angriff

Expositionsklassen	XA1	XA2	XA3
Höchstzulässiger w/z	0,6	0,5	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45	C35/45
Mindestzementgehalt [kg/m ³]	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m ³]	270	270	270
Andere Anforderungen	-	-	A
Legende zur Abbildung XA1 chemisch schwach angreifende Umgebung XA2 chemisch mäßig angreifende Umgebung XA3 chemisch stark angreifende Umgebung Anmerkung A: Bei chemischem Angriff entsprechend der Expositionsklasse XA3 oder bei hoher Fließgeschwindigkeit des Wassers und Mitwirkung von Chemikalien nach Tabelle 3 sind Schutzmaßnahmen für den Beton erforderlich, wenn nicht ein Gutachten eine andere Lösung vorschlägt.			

Grundsätzliches Anliegen bei der Herstellung von Betonen mit hohem Widerstand gegen chemischen Angriff muss es sein, ein möglichst dichtes Betongefüge zu erzeugen. Voraussetzung hierfür ist ein geringer w/z-Wert sowie eine optimale Kornabstufung von Gesteinskörnung und gegebenenfalls Zusatzstoffen. Soweit bei Untergrundbauwerken technisch machbar, sollte auch eine gute Nachbehandlung des Betons sichergestellt werden.

Hinsichtlich der Wahl des Zementes für die Betonherstellung ist die Korrosionswirkung der angreifenden Wässer zu berücksichtigen, die durch einen lösenden oder treibenden Angriff geprägt sein kann.

Im Falle eines lösenden Angriffes, wie z. B. saure Wässer, kalklösende Kohlensäure oder austauschfähige Salze, können alle für eine aggressive chemische Umgebung zugelassenen Zemente entsprechend DIN 1045/A2 verwendet werden. Der Unterschied im Korrosionswiderstand zwischen den dort aufgeführten einzelnen Zementarten, der auf Grund ihrer unterschiedlichen Zusammensetzung bestehen kann, ist im Vergleich zu den Betoneigenschaften verhältnismäßig gering. Daher nimmt die Norm keine weitere Differenzierung bezüglich ihrer Eignung für den Einsatz in betonaggressivem Milieu vor. Dennoch können einzelne Zementarten unter

bestimmten Angriffsbedingungen durchaus Vorteile bieten [19].

Im Gegensatz dazu wird bei einem treibenden Angriff durch Sulfat der Widerstand des Betons gegen den chemischen Angriff entscheidend durch die Zementwahl beeinflusst. Daher ist entsprechend DIN 1045-2 bei einem chemischen Angriff von Sulfationen in einer Konzentration oberhalb der Expositionsklasse XA1 ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand nach DIN 1164-10 (HS-Zement) [30] zu verwenden. HS-Zemente sind gekennzeichnet durch einen geringen Gehalt an Tricalciumaluminat.

Zur Herstellung von Beton mit hohem Sulfatwiderstand darf anstelle von HS-Zement auch eine Mischung aus Zement und Flugasche verwendet werden, wenn der Sulfatgehalt des angreifenden Wassers mit $SO_4^{2-} \leq 1500 \text{ mg/l}$ in die Expositionsklasse XA2 fällt. Hierbei muss der Flugascheanteil, bezogen auf den Gehalt an Zement und Flugasche ($z + f$), in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart mindestens 10 bzw. 20 M.-% betragen.

Auch die Auswahl der Gesteinskörnung und der Betonzusatzstoffe für die Herstellung eines Betons mit hohem Widerstand gegen chemischen Angriff kann den Korrosionsverlauf erheblich beeinflussen. Calcitische Zuschläge vermindern den Korrosionswiderstand bei stark lösendem Angriff, wenn die angreifenden Ionen an der Bauteiloberfläche schnell ersetzt werden. Ein eng und gut abgestuftes quarzitisches Korngerüst kann hier deutliche Vorteile bieten. Hingegen können karbonathaltige Gesteinskörnungen unter bestimmten Expositionsbedingungen (begrenzter, sehr langsamer Wasseraustausch) den Säureangriff puffern.

Neben den angesprochenen betontechnologischen Maßnahmen können auch in der Planungsphase berücksichtigte konstruktive Maßnahmen dazu beitragen, die Dauerhaftigkeit eines Betonbauwerkes zu gewährleisten. Dazu zählen insbesondere die Abmessungen und die Formgebung der Bauteile, die Beherrschung der unvermeidlich entstehenden Risse und deren Rissweiten, sowie die Ausbildung der Fugen [31].

Bauteile sollten möglichst kompakt, Bauteilflächen möglichst klein ausgeführt werden. Kanten und Ecken von Bauteilen sollten gerundet oder gebrochen werden. Durch eine geeignete Wahl der Bewehrung und Bewehrungsführung sowie durch gezielte und optimale Anordnung von Fugen ist die Rissbreite möglichst klein zu halten.

Besonderes Augenmerk bei der Planung von Bauteilen mit hohem Korrosionswiderstand ist auf die Ausbildung und Abdichtung von Fugen zu richten. Arbeitsfugen sollten möglichst vollständig vermieden werden.

Ein Beton, der einem sehr starken chemischen Angriff entsprechend der Expositionsklasse XA3

nach DIN EN 206 auf Dauer ausgesetzt ist, muss vor dem direkten Zutritt der betonangreifenden Stoffe geschützt werden. Da die Schutzwirkung einer aufgetragenen Schutzschicht nicht zuverlässig über die gesamte Nutzungsdauer sichergestellt werden kann, muss der Beton zusätzlich einen Korrosionswiderstand aufweisen, wie er für die Expositionsklasse XA2 vorgesehen ist.

Schutzschichten müssen gegenüber den zu erwartenden Expositionsbedingungen entsprechend XA3 über lange Zeiträume hinreichend beständig sein. Als Schutzschichten kommen keramische Beläge und Natursteinverkleidungen ebenso in Betracht wie Anstriche, Beschichtungen oder Dichtungsbahnen aus geklebten oder verschweißten Kunststofffolien.

Gerade bei Bauwerken im Untergrund können nicht in allen Fällen Schutzschichten auf die Betonoberfläche aufgebracht werden. Bei einem zu erwartenden Betonangriff entsprechend der Expositionsklasse XA3 ist aus den lokalen Bedingungen und Umständen heraus zu entscheiden, auf welchen Lösungswegen und mit welchen Maßnahmen der Korrosionswiderstand des Bauteils ausreichend verbessert werden kann. Denkbar ist neben einer weiteren Verbesserung der Betonqualität durch Absenkung des w/z-Wertes auch eine Vergrößerung der Betonquerschnitte, wobei der Betrag der Querschnittszunahme quasi als „Opferbeton“ zu betrachten ist. Schüttungen aus Kalkstein am zu schützenden Bauteil können die Wirkung saurer Wässer erheblich abpuffern. Abdichtungen aus Lehm bzw. Ton um den Baukörper können zu sehr geringen Durchlässigkeitskoeffizienten führen, so dass das betonangreifende Wasser vom Bauteil abgehalten wird.

Immer wieder ist bei schwierigen Konstellationen der pfiffige Ingenieur gefragt, gegebenenfalls auch mit einem Bündel von Maßnahmen eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Untertagebauwerkes auch unter chemisch angreifenden Expositionsbedingungen sicher zu stellen und zu gewährleisten.

7 Literatur

- [1] In die Tiefe gehen - Der Untergrund als Verkehrs- und Wirtschaftsraum URL http://www.geotechnologien.de/forschung/pdf/Brosch_UnterBau.pdf
- [2] URL <http://www.invent-online.de>
- [3] URL <http://www.db.de/unternehmen/bahnwelt/bauprojekte/bahnhoefe>
- [4] URL http://www.db.de/unternehmen/bahnwelt/bauprojekte/ausbau_neubau
- [5] GEOTECHNOLOGIEN: Forschungs- und Entwicklungsprogramm des BMBF und der DFG, URL <http://www.geotechnologien.de/index.html>, Februar 2008
- [6] Prinz, H.: Abriss der Ingenieurgeologie. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1997
- [7] Norm DIN 18196: 2006-06. Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- [8] VOB - ATV: Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen- Erdarbeiten
- [9] Norm DIN 18130-1:1998-05. Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche
- [10] Matthes, G., Ubell, K.: Allgemeine Hydrogeologie - Grundwasserhaushalt (Lehrbuch der Hydrogeologie Bd. 1). Gebr. Borntraeger, Stuttgart, 2003
- [11] Berger, K.: Erläuterungen zur Geologischen Karte Nürnberg-Fürth-Erlangen und Umgebung 1:50.000, (1978), 219 S., 38 Abb., 1 Tab., 3 Beil., München (Bayer. Geol. LA)
- [12] Berger, K.: Erläuterungen zur Geologischen Karte von Bayern 1:25.000, Blatt Nr. 6633 Feucht, (1979), 115 S., 19 Abb., 9 Tab., 4 Beil., München (GLA)
- [13] Spöcker, R.G.: Die geologischen und hydrologischen Verhältnisse im Untergrund von Nürnberg. Leitfaden für die Grundbaupraxis einer Großstadt (1964), Abh. Naturhist. Ges. Nbg. XXXIII: 1-136, 32 Abb., 3 Kte, Nürnberg (NHG)
- [14] Wagenplast, P.: Ingenieurgeologische Gefahren in Baden-Württemberg. Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg, Freiburg i. B., 2005
- [15] Veas, E.: Baugrundhebungen in bitumenhaltigen Tonmergelstein – Ursachen und konstruktive Lösungen. Geotechnik, 10, 123-131, Essen (DGEG), 1987
- [16] Link, G.: Sulfidverwitterung und Sulfatneubildung als Ursache für Bodenhebungen und Bauschäden. Jh. geol. Landesamt Baden-Württemberg, 30, 301-313, Freiburg, 1988
- [17] Norm DIN 4030-1: 1991-06. Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte
- [18] Norm DIN EN 206: 2001-07. Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000
- [19] Herold, G.: Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1999

Herold, G.; Müller, H. S.: Langzeituntersuchung zum Angriff weicher mineralsaurer Wässer auf Beton. 16. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, Weimar, ISBN 3-00-018263-2, Band 2, pp 2-0645, 2006

[20] Locher, F. W., Rechenberg, W., Sprung, S.: Beton nach 20jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure, Beton 34 (1984), Heft 5, S. 193 – 198

[21] Frimmel, F. H.: Wasserchemie für Ingenieure, Lehr- und Handbuch, Bd. 5. DVGW, München, 1993

[22] Norm DIN 38404: 1995-04. Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung - Physikalische und physikalisch-chemische Stoffkenngößen (Gruppe C) - Teil 10: Calcit-sättigung eines Wassers (C 10)

[23] Biczok, I.: Betonkorrosion, Betonschutz. Bauverlag GmbH, Wiesbaden – Berlin, 1968

[24] Rechenberg, W., Sylla, H.-M.: Die Wirkung von Magnesium auf Beton. Zement, Kalk, Gips, 1, 44-53, 1996

[25] Hölting, B.: Hydrogeologie – Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1997

[26] DAfStb-Heft 554: Sachstandsbericht - Sulfatangriff auf Beton. Beuth-Verlag GmbH 2006. - ISBN 3-410-65754-1

[27] Norm DIN 1045-2/A2: 2007-06. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1; Änderung A2

[28] Norm DIN 1045-2: 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

[29] Norm DIN 1164-10: 2004-08. Zement mit besonderen Eigenschaften - Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Normalzement mit besonderen Eigenschaften

[30] Rechenberg, W., Siebel, E.: Chemischer Angriff auf Beton: Hinweise zur Anwendung der DIN 4030. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 53, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1992

8 Autor

Dr.-Ing. Dr. rer. nat Gunther Herold
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
MPA Karlsruhe
Gotthard-Franz Str. 3
76131 Karlsruhe

Dichtigkeit von Betonbauwerken

Rolf Breitenbücher und Björn Siebert

Zusammenfassung

Die Wasserundurchlässigkeit von Betonbauwerken lässt sich neben der Applikation einer zusätzlichen externen Abdichtung auch allein durch den Baustoff Beton erzielen. Um den Feuchtetransport zu begrenzen, sind besondere Maßnahmen zu ergreifen, die in der „Richtlinie für wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ des DAfStb in Verbindung mit der DIN 1045 enthalten sind. Für eine erfolgreiche Herstellung von wasserundurchlässigen Betonbauwerken sind vorab die Raumnutzung klar festzulegen und die anstehende Feuchtebeanspruchung abzuklären. Auf dieser Grundlage können Bauweise, Betonzusammensetzung, Bewehrungsführung, Fugenausbildung, Betonierverlauf und Nachbehandlung aufeinander abgestimmt, geplant und umgesetzt werden. Dieser Beitrag geht neben planerischen Aspekten bei der Herstellung von WU-Bauwerken auch näher auf die Zusammensetzung von Beton mit hohem Wassereindringwiderstand und auf Besonderheiten bei der Bauausführung ein.

1 Einleitung

Betonbauwerke müssen in Bereichen unterhalb der Geländeoberkante gegen von außen anstehende Bodenfeuchtigkeit, Sickerwässer oder drückendes Grundwasser abgedichtet werden. Hinsichtlich der Bauwerksabdichtung wird zwischen starren und hautförmigen Abdichtungen unterschieden.

Bei hautförmigen, separat auf der wasserzugewandten Seite applizierten Abdichtungen werden die tragende und dichtende Funktion des Bauteils entkoppelt. Zu solchen Abdichtungen zählt die „schwarze Wanne“, bei der eine Abdichtung auf Kunststoff- oder Bitumenbasis als Bahnen oder als Anstrich nach DIN 18195 [1] aufgetragen wird. Eher selten werden Bauwerke als „braune Wannen“ mit einer speziellen, außen aufgetragenen Abdichtungsschicht auf Basis hochquellfähiger Tonminerale (z. B. Bentonit) errichtet.

Eine starre Form der Abdichtung repräsentiert die wasserundurchlässige (WU-)Konstruktion eines Betonbauwerks, bei der auf eine zusätzliche Abdichtung vollständig verzichtet wird [2, 3, 4, 5]. Allein über den Baustoff Beton, der gleichzeitig tragende und abdichtende Funktion übernimmt, und besonderer konstruktiver Maßnahmen wie Fugenabdichtung und Rissbreitenbeschränkung wird ein Wasserdurchtritt in flüssiger Form verhindert. Die Wasserdampfdiffusion wird dabei allerdings nicht vollständig unterbunden. Auf diese Art der starren Abdichtung wird im Weiteren näher eingegangen.

2 Allgemeine Festlegungen

2.1 Festlegung des notwendigen Grads der Wasserundurchlässigkeit

Je nach Nutzung können sich unterschiedliche Anforderungen an den Grad der „Dichtigkeit“ eines Bauwerkes ergeben. Während in Lager-, Betriebs- und Aufenthaltsräumen praktisch keine Feuchtigkeit von außen eindringen darf, ist in anderen Bauwerken wie z. B. Verkehrstunneln eine Durchfeuchtung in gewissem Maß durchaus zulässig und stellt keine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit dar. In Bauwerken mit einem von Haus aus nutzungsbedingt hohen Feuchtegrad, wie z. B. Abwassertunnel, darf an vereinzelt Stellen durchaus auch Tropfwasser auftreten.

In Abhängigkeit von der Funktion und der angestrebten Nutzung ist vom Planer in Abstimmung mit dem Bauherrn zunächst die Nutzungsklasse (A oder B) festzulegen (Tabelle 1).

In der höherwertigen Nutzungsklasse A dürfen als Folge eines Wasserdurchtritts auf der Innenseite des Bauteils keine Feuchtstellen auftreten. „Feuchtstellen“ im Sinne der Richtlinie sind feuchtebedingte Dunkelfärbungen oder auch die Bildung von Wasserperlen. Ist auf den Innenflächen auch Tauwasserbildung zu unterbinden, sind zusätzliche bauphysikalische Maßnahmen wie z. B. Lüftung, außen liegende Wärmedämmung, etc. einzuplanen. Bei Vereinbarung der Nutzungsklasse A ist dieser Aspekt vom Bauherrn auch während der Nutzung zu berücksichtigen.

Im Fall der Nutzungsklasse B ist eine nur begrenzte Wasserundurchlässigkeit gefordert und Feuchtstellen

auf der Bauteiloberfläche in gewissem Umfang zulässig.

Tab. 1: Nutzungsklassen nach der WU-Richtlinie [6]

Nutzungsklasse A	<p>„Wasserdurchtritt in flüssiger Form nicht zulässig“</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ keine Feuchtstellen auf der Oberfläche (Dunkelfärbung, Wasserperlen) ▪ Tauwasserbildung möglich <p>Zusätzliche Anforderung: ohne Tauwasser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Raumklimatische, bauphysikalische Maßnahmen: <ul style="list-style-type: none"> - Lüftung, Heizung → Baufeuchte abführen - Wärmedämmung <p><u>gilt in der Regel für:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Standard für Wohnungsbau ▪ Lagerräume mit hochwertiger Nutzung
Nutzungsklasse B	<p>„Feuchtstellen zulässig“</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ „Dunkelfärbungen“, ggf. Wasserperlen an der Bauteiloberfläche ▪ Tauwasserbildung möglich <p><u>gilt in der Regel für:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Einzelgaragen, Tiefgaragen ▪ Installations- und Versorgungsschächte und -kanäle ▪ Lagerräume mit geringen Anforderungen
<p>gesondert geregelt:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ besondere Vereinbarungen im Bauvertrag 	

2.2 Einstufung der Intensität des einwirkenden Wassers

Die zum Erreichen der Wasserundurchlässigkeit zu treffenden Maßnahmen hängen auch von der Intensität der Einwirkung des anstehenden Wassers ab. Grundsätzlich kann hinsichtlich Einwirkungsdruck und Einwirkungsdauer zwischen drei Beanspruchungen unterschieden werden:

- Bodenfeuchte
- Sicker-/Schichtenwasser (stauend / nicht stauend)
- permanent anstehendes Grundwasser (drückend / nicht drückend)

Der Bemessungswasserstand ist definiert als der „höchste innerhalb der planmäßigen Nutzung zu erwartende Grundwasser-, Sickerwasser- oder Hochwasserstand unter Berücksichtigung langjähriger Beobachtungen und zu erwartender zukünftiger Gegebenheiten.“ Der Bemessungswasserstand ist demnach mit einer besonderen Sorgfalt vom Planer

zu ermitteln. Die Weiße Wanne sollte bis mindestens 30 cm über den Bemessungswasserstand geführt werden.

Die Beanspruchungsklassen als Parameter zur Berücksichtigung der Feuchtebeaufschlagung auf die Bauteile werden unter Berücksichtigung des Bodengutachtens vom Planer entsprechend Tabelle 2 festgelegt.

Tab. 2: Zuordnung der Beanspruchungsklassen [6]

Beanspruchungsklasse 1	<p>drückendes Wasser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Grundwasser, Schichtenwasser, Hochwasser oder anderes Wasser, das einen hydrostatischen Druck ausübt (auch zeitlich begrenzt) <p>nicht drückendes Wasser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Wasser in tropfbarer flüssiger Form mit geringem hydrostatischen Druck (Wassersäule ≤ 10 cm) <p>zeitweise aufstauendes Sickerwasser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Wasser, das sich auf wenig durchlässigen Bodenschichten ohne Dränung aufstauen kann. Bauwerkssohle liegt mindestens 30 cm über Bemessungswasserstand
Beanspruchungsklasse 2	<p>nicht stauendes Sickerwasser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Wasser, das bei sehr stark durchlässigen Böden ($k_f \geq 10^{-4}$ m/s) ohne Aufstau absickern kann ▪ Wasser, das bei wenig durchlässigen Böden durch dauerhaft funktionierende Dränung nach DIN 4095 abgeführt wird <p>Bodenfeuchte</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ kapillar im Boden gebundenes Wasser

3 Planung von WU-Bauwerken

3.1 Bauweisen und Planungselemente

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit WU-Bauteile als Ort betonbauteile, Fertigelemente und Elementwandplatten („Dreikammerwände“) herzustellen. Jede dieser Bauweisen hat ihre Vor- und Nachteile (Tabelle 3), die es zu Beginn der Planungsphase gegeneinander abzuwägen gilt.

Weiterhin sind zu Beginn der Planungsphase die Anforderungen aus der Nutzung mit dem Auftraggeber abzuklären und die Nutzungsklassen festzulegen. Der Nutzer muss sich dabei über die Besonderheiten dieser diffusionsoffenen Bauweise auch im Hinblick auf ggf. spätere Nutzungsänderungen bewusst sein, um auch langfristig Feuchteschäden zu vermeiden.

Tab. 3: Vor- und Nachteile einzelner Bauweisen

	Vorteile	Nachteile
Ortbetonbauweise	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Formgebung flexibel ▪ 1 Arbeitsschritt pro Element ▪ Wirtschaftlich 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Viele Fugen ▪ Rissbildung infolge Zwang ▪ Betonierfehler rächen sich sofort
Fertigteilelemente	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Höhere Betonqualität (Dichtigkeit) durch stationäre Fertigung ▪ Keine Schalung auf Baustelle ▪ Kein Zwang → keine Risse 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fugenverguss anfällig → außenliegende streifenförmige Abdichtung im Fugenbereich
Elementwandplatten	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maßgebliche Randzone sehr dicht ▪ Keine Schalung ▪ Wirtschaftlich 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Anschlussfuge häufig Schwachstelle ▪ Bei geringen Wanddicken: erschwerter Beton-einbau

Um die abdichtende Funktion allein durch den Beton sicherstellen zu können, müssen folgende Elemente in der Planung berücksichtigt werden:

- Baustoff:
Beton mit hohem Wassereindringwiderstand
- Zwangsspannungen im Bauwerk:
Lagerungsbedingungen, zulässige Rissbreite und Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite, Bewehrungsführung
→ Optimierung der Konstruktion hinsichtlich Zwang
- Fugenplanung:
Auswahl und Anordnung von Fugenabdichtungen
- Bauausführung:
Betonierbarkeit, Verdichtung, Nachbehandlung
- Bauphysik:
Wärmedämmung, Nutzungsanforderungen

Um Zwangsspannungen und sich ggf. daraus ergebende Rissbildungen im Beton zu minimieren, sollte bereits bei der Planung auf eine weitgehend zwangsarme Konstruktion geachtet werden. Dabei ergeben sich i. Allg. drei Konstruktionsvarianten für Weiße Wannen:

1. Bauweise mit vermindertem Zwang

Ziel: Keine unkontrollierte Rissbildung

Dazu:

- Verringerung von Zwangsspannungen durch günstige Konstruktion (keine „Verankerungspunkte“ wie z. B. Versprünge, Aufzugsunterfahrten usw., extrem ebene Sauberkeitsschicht mit Gleitfolie → Verringerung der Reibung)
- meist in Kombination mit vielen Fugen
- besondere betontechnologische Maßnahmen notwendig
- geringer / moderater Bewehrungsanteil

2. Bauweise mit beschränkter Rissbildung

- voller Zwang → Trennrissbildung planmäßig berücksichtigt
- Begrenzung der Rissbreite durch entsprechende Bewehrungsführung → vergleichsweise hoher Bewehrungsanteil
- wenig / keine Fugen
- besondere Vorsicht in Bereichen mit unterschiedlichem Setzungspotential

3. Bauweise mit zugelassenen Trennrissen

- Stahlbeton = „gerissene“ Bauweise → Risse sind kein Mangel, wenn Grenzzrissbreite nicht überschritten wird
- wasserdurchlässige Risse werden planmäßig verpresst (Rissinjektion – in entsprechendem Ausmaß – gehört planmäßig zu dieser Bauweise)
- spätere Zugänglichkeit der Bauteile muss sichergestellt sein
- geringer / moderater Bewehrungsanteil
- wenig / keine Fugen
- besondere Vorsicht in Bereichen mit unterschiedlichem Setzungspotential

Als Planungsgrundsatz ist eine geometrisch einfache, möglichst zwangsarme Konstruktion in Verbindung mit risikoarmer, kontrollierbarer Ausführung und optimierter Betonzusammensetzung anzustreben.

3.2 Ursachen der Rissbildung und Risstypen in Betonbauteilen

Bei unterschiedlichen Betonierzeitpunkten von kraftschlüssig verbundenen Betonbauteilen oder Reibung auf der Unterseite von Bodenplatten können aufgrund von Temperaturänderungen, Baugrundsetzungen oder Schwindvorgängen hervorgerufene Verformungen behindert werden. Falls die daraus resultierenden Zwangsspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, bilden sich Risse. Äußere Lasten wie Eigengewicht oder Verkehrslasten sind

demgegenüber für die Rissbildung in wasserundurchlässigen Bauwerken eher von untergeordneter Bedeutung.

Als besonders kritisch sind Verformungen infolge abfließender Hydratationswärme im jungen Alter des Betons anzusehen. Infolge der Wärmefreisetzung bei der Hydratation des Zements kann die Temperatur in den WU-Bauteilen je nach Betonzusammensetzung und Bauteildicke ohne weiteres um 15 bis 45 K ansteigen. Werden die damit einhergehenden Temperaturverformungen behindert, können sich bereits in den ersten Tagen signifikante Zwangsspannungen aufbauen.

Die auftretenden Risse lassen sich hinsichtlich Verlauf und Tiefe in Oberflächen-, Biege- und Trennrisse differenzieren. Oberflächenrisse entstehen infolge von Temperaturgradienten zwischen dem Kern und der Oberfläche eines Bauteils. Im Bereich der vergleichsweise kühleren Oberfläche treten Zugspannungen in der äußeren Randzone auf, die Risse mit Tiefen von nur wenigen cm hervorrufen. Im Fall eines Temperatenausgleichs schließen sich solche Risse wieder. Da sie sich nur über einen sehr geringen Teil des Betonquerschnitts erstrecken, sind diese Oberflächenrisse für die Wasserundurchlässigkeit im Normalfall ohne Bedeutung.

Keilförmig verlaufende Biegerisse resultieren meist aus Temperaturgradienten im Beton zwischen zwei Bauteilseiten. Stellt sich eine Druckzone mit ausreichender Dicke ein, so wird ein Wasserdurchtritt durch die im Druckbereich größere Kompression und den bis zur Risswurzel geringer werdenden Wasserdruck ebenfalls verhindert.

Wasserdurchtritte durch Risse erfolgen in einer Weißen Wanne in der Regel nur dann, wenn diese als durchgehende Trennrisse ausgebildet und darüber hinaus auch entsprechend breit sind. Ursache für eine solche Trennrissbildung sind in erster Linie zentrische Zwangszugspannungen, die sich beispielsweise infolge Behinderung bei gleichmäßiger Abkühlung des gesamten Bauteils ergeben.

3.3 Bestimmung der Mindestbauteildicken und der zulässigen Trennrissbreiten

Zur Vermeidung von Wasserdurchtritten durch zwangbeanspruchte Bauteile müssen zum einen für die Bauteildicke gewisse Mindestwerte und zum anderen für die Rissbreiten entsprechende zulässige Maximalwerte festgelegt werden.

Bei der Festlegung der Bauteilmindestdicke muss in erster Linie unter Berücksichtigung der Bewehrungsführung darauf geachtet werden, dass der Beton einwandfrei eingebracht und verdichtet werden kann. In Abhängigkeit vom Größtkorn der Gesteinskörnung werden hierfür als Mindestabstand $b_{w,i}$ zwischen den Bewehrungslagen (innen-außen bzw. oben-unten)

für Beanspruchungsklasse 1 folgende Werte als ausreichend, aber auch notwendig erachtet:

- 8 mm Größtkorn: $b_{w,i} \geq 12\text{cm}$
- 16 mm Größtkorn: $b_{w,i} \geq 14\text{cm}$
- 32 mm Größtkorn: $b_{w,i} \geq 18\text{cm}$

Für einen Beton mit einem Größtkorn von 32 mm ergibt sich bei üblicher Betondeckung und je nach Bewehrungsdurchmesser damit eine Mindestbauteildicke zwischen etwa 27 und 30 cm.

Unter Berücksichtigung der Bewehrungslagen und der Betondeckung auf beiden Seiten wird in der WU-Richtlinie bei drückendem Wasser für eine Ort beton- oder Elementwand eine Dicke von mindestens 24 cm (bei 16 mm Größtkorn und zusätzlichen Anforderungen an die Betonzusammensetzung) empfohlen. Bei Wänden aus Vollfertigteilen kann die Dicke auf 20 cm herabgesetzt werden. Bodenplatten sollten eine Dicke von mindestens 25 cm aufweisen. Diese Angaben aus der WU-Richtlinie stellen Mindestwerte dar, in vielen Fällen ist es zweckmäßig, diese von Haus aus höher festzulegen. Schon aus Gründen der Betonierbarkeit sind beispielsweise für Wände anstelle der mindestens geforderten 24 cm Wanddicken von 25 cm bis 30 cm dringend zu empfehlen.

Neben der Bauteildicke müssen auch Anforderungen an die Trennrissbreite gestellt werden. Da die Intensität des Wasserdurchtritts auch maßgeblich von dem außen anstehenden Wasserdruck abhängt, definiert sich die rechnerisch zulässige Rissbreite auch durch das Druckgefälle (= Quotient aus Wasserdrucksäule h_{Wasser} und Bauteildicke d_{Bauteil}) (Tabelle 4).

Tab. 4: Maximale Trennrissbreite [5, 6]

Zulässige Trennrissbreiten, wenn der Wasserdurchtritt durch Selbstheilung begrenzt werden soll	
Voraussetzung: Risse mit geringer zeitl. Änderung $\Delta w \leq 0,1 w$	
zulässiger Rechenwert der Trennrissbreite ¹⁾ w_k [mm]	zulässiges Druckgefälle $i = (h_{\text{Wasser}}/d_{\text{Bauteil}})$
0,20	≤ 10
0,15	$> 10 \dots \leq 15$
0,10	$> 15 \dots \leq 25$

1) nur für Wasser mit CO₂ (kalklösende Kohlensäure) ≤ 40 mg/l und pH-Wert $\geq 5,5$, andernfalls ist Selbstheilung nicht ansetzbar

An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, dass die tatsächlichen Trennrissbreiten aufgrund von Streuungen bei Materialeigenschaften und Ausführung sowie vereinfachten Annahmen beim Rissbreitennachweis durchaus von den rechnerischen Rissbreiten abweichen können, ohne dass sich dadurch per se ein Mangel ableitet.

Diese rechnerisch zulässigen Rissbreiten basieren auf der Annahme, dass sich Risse bis zu einer gewissen Breite selbst „heilen“ können, wenn das Druckgefälle und damit die Strömungsgeschwindigkeit im Riss nicht zu groß werden. Die Selbstheilung als mechanisches oder chemisches Phänomen der allmählichen Abdichtung eines wasserführenden Risses ohne weitere Maßnahmen ist maßgeblich auf die Neubildung von Calciumcarbonat an den Rissflanken zurückzuführen. Die Calcitkristalle wachsen dabei so zusammen, dass sie die Rissbreite mehr oder weniger überbrücken. Geringfügig wird die Selbstheilung auch durch das Quellen sowie die Nachhydratation von Zement beeinflusst. Ferner können Feinststoffe aus dem angrenzenden Boden oder feinste Betonpartikel aus den Rissflanken in den Riss eingespült werden und diesen zusetzen.

Eine dauerhafte Selbstheilung ist allerdings nur zu erwarten, wenn später keine größeren Rissbewegungen mehr erfolgen. Bei Rissen mit einer Breite über 0,20 mm kann eine erfolgreiche Selbstheilung nicht mehr sichergestellt werden, so dass solche Risse normalerweise als wasserführend zu betrachten sind.

Um eine effiziente Rissbreitenverteilung und damit geringere Rissbreiten zu erreichen, ist die erforderliche Bewehrung durch möglichst viele Bewehrungsstäbe mit kleinem Durchmesser anstelle von wenigen Bewehrungsstäben mit großem Durchmesser auszubilden. Der lichte Abstand zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben sollte dabei aber immer noch größer als der dreifache Durchmesser des Größtkorns sein.

3.4 Fugenaufteilung und Abdichtungssystem

Verformungsbehinderungen und damit Zwangsspannungen können auch durch kurze Betonierabschnitte mit entsprechender Fugenanordnung reduziert werden. Neben eigens zur Zwangsverminderung vorgesehenen Scheinfugen sind hierfür auch Raumfugen (Bewegungsfugen) zwischen Gebäudeabschnitten hilfreich.

Allerdings ergibt sich bei solchen kürzeren Betonierabschnitten ein erheblicher Mehraufwand infolge zusätzlicher Fugenabdichtungen. Darüber hinaus stellt jede Fuge selbst eine nicht unerhebliche Schwachstelle in einer WU-Konstruktion dar. Es ist daher sinnvoll, die Betonierabschnitte und damit die Fugeneinteilung unter Berücksichtigung der projektspezifischen Besonderheiten für jeden Einzelfall separat festzulegen. Hierzu soll der Planer möglichst frühzeitig einen Fugenplan erstellen, der insbesondere geometrische Zwangspunkte wie z. B. Schächte, Aufzugsunterfahrten, Versprünge, etc. berücksichtigt. Gleichzeitig ist auch die Art der Fugenabdichtungen zu definieren, die auf das Druckgefälle abzustimmen ist. Fugenabdichtungssysteme können sein: Fugen-

bleche, Fugenbänder, Injektionsschläuche, Dichtrohre, Bentonitfolien, Quellprofile, Kompressionsdichtungen, streifenförmige, außen liegende Dichtungen oder Kombinationen aus diesen wie z. B. beschichtete Fugenbleche.

Mit Ausnahme von Bereichen mit unterschiedlichen Relativverformungen (z. B. Setzungsunterschiede, Gebäudetrennfugen) sind Bewegungsfugen weitgehend zu vermeiden, da die ordnungsgemäße Ausführung sehr sensibel und aufwendig ist.

3.5 Einbauteile und Durchdringungen

Wasser kann außer durch Risse und undichte Fugen auch durch Fehlstellen im Bereich von Einbauteilen und Durchdringungen (z. B. Rohrleitungen, Hülsen für Schalungsanker) eindringen. Alle Durchdringungen durch wasserundurchlässige Betonbauteile müssen daher sorgfältig geplant und abgedichtet werden. Grundsätzlich sollten alle Rohrdurchführungen oder Leitungskanäle WU-Bauteile stets rechtwinklig auf kürzestem Wege durchstoßen. Zwischen den Bewehrungslagen eingebaute, parallel verlaufende Rohrleitungen wirken durch die Querschnittsverminderung wie eine nicht abgedichtete Scheinfuge und führen meist zu Undichtigkeiten [6]. Aufgabe des Planers ist ebenfalls die richtigen wassersperrenden Schalungsanker, geeignete Abstandhalter, etc. auszuwählen.

3.6 Bauphysikalische Anforderungen aus der Nutzung

Bei hochwertiger Nutzung (z. B. Wohnräume in Untergeschossen) muss außen eine wasserbeständige Perimeter-Wärmedämmung vorgesehen werden. Falls Wand- und Fußbodeninnenflächen nutzungsbedingt durch diffusionsdichte Beläge wie z. B. PVC-Beläge verschlossen sind, müssen weitergehende Vorkehrungen getroffen werden, um dennoch durchdringende Feuchtigkeit von Haus aus fernzuhalten, abzuführen oder verdunsten zu lassen. Die verhinderte Dampfdiffusion kann sonst im Laufe der Zeit zu Feuchteansammlungen führen, da das Gleichgewicht im Austrocknungsbereich gestört wird.

3.7 Expositionsklassen

Um die Dauerhaftigkeit auch von WU-Konstruktionen für die angestrebte Nutzungsdauer sicherstellen zu können, sind diesen – wie generell für alle Betonbauwerke nach DIN 1045-2 bzw. EN 206-1 – bei der Planung einschlägige Expositionsklassen zuzuordnen. Von der innen liegenden Seite der Bauteile her gilt im Regelfall die Klasse XC1. Lediglich bei Tiefgaragen ist ggf. auch eine Beanspruchung entsprechend der Klasse XD3 vorhanden. Im Außenbereich treten je nach Grundwasserstand vorwiegend die Klassen XC1 (ständig unter Wasser) und XC2 (nass, selten trocken) auf. Geht vom Grundwasser ein

chemischer Angriff nach DIN 4030 aus, so sind weiterhin die Klassen XA1 bis XA3 zu berücksichtigen.

3.8 Nachweise der Wasserundurchlässigkeit

Die erforderlichen Nachweise zur Rissbegrenzung richten sich nach den gewählten Entwurfsgrundsätzen für die jeweilige Nutzungsklasse und können Abbildung 1 entnommen werden.

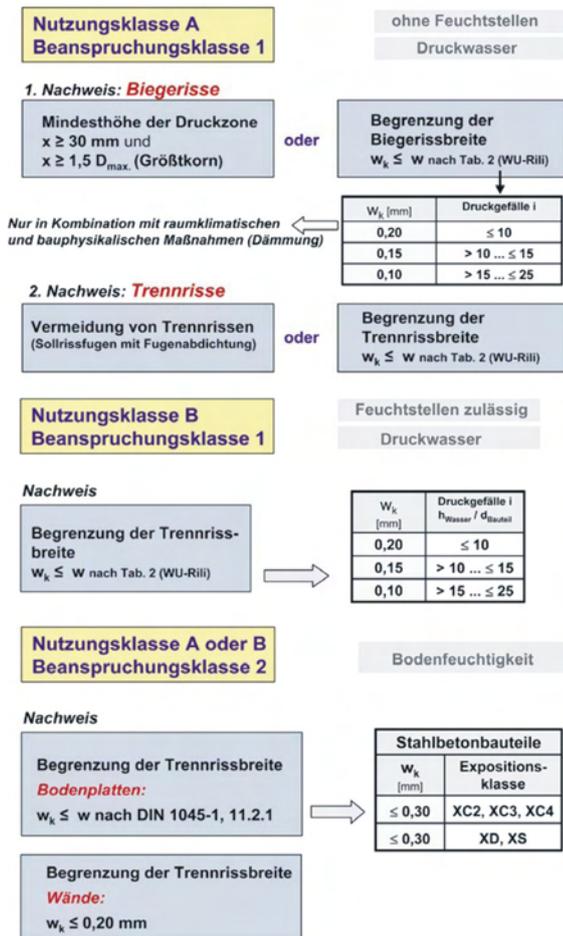


Abb. 1: Nachweisführung der Rissbegrenzung bei wasserundurchlässigen Bauwerken nach WU-Richtlinie [6]

Der Nachweis der Wasserundurchlässigkeit ist ein zusätzlicher Gebrauchstauglichkeitsnachweis. Für den Nachweis der Rissbreite gilt DIN 1045-1, Abschnitt 11.2. Dabei ist stets von der häufigsten Einwirkungskombination auszugehen. Nachweise zur Begrenzung der Rissbreiten müssen ggf. zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Erhärtungs- und Nutzungsphase geführt werden.

Bei zwangbeanspruchten Bauwerken ist stets eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite anzuordnen, wenn keine genaueren Nachweise geführt werden.

Für Ortbetonbauteile und Elementwände mit abgedichteten Sollrissquerschnitten gilt der Nachweis der Trennrissfreiheit als erbracht, wenn die Sollriss- bzw. Fugenabstände so gewählt wurden, dass Risse

in den dazwischen liegenden Bereichen vermieden werden.

Beim Einsatz von Elementwänden ist darüber hinaus ein Nachweis über die mittlere Rautiefe nach DIN EN 1766 zu führen, um einen guten Verbund zum eingebrachten Kernbeton sicherzustellen.

3.9 Zusammenfassender Überblick über notwendige Planungsschritte

In der Übersicht in Abbildung 2 sind die bereits erläuterten, maßgeblichen Schritte und Entscheidungspfade bei der Planung von wasserundurchlässigen Bauteilen aus Beton nochmals zusammengefasst.

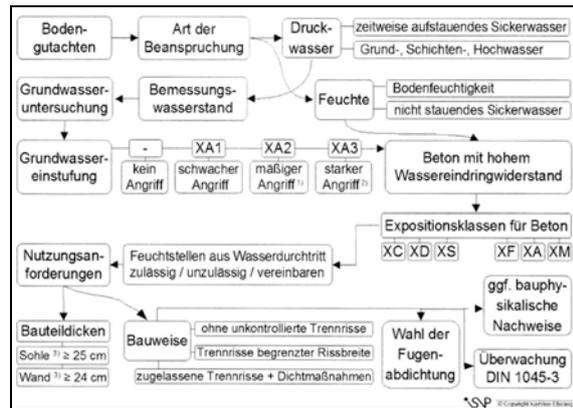


Abb. 2: Planungsablauf für Weiße Wannen [7]

4 Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (früher: WU-Beton)

4.1 Grundlegende Überlegungen

Nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 wird für wasserundurchlässige Bauwerke/-teile ein Beton mit hohem Wassereindringwiderstand gefordert. Generelles Ziel ist es, ein möglichst dichtes Betongefüge zu erzielen. Bisher ging man davon aus, dass auch durch Beton ausreichender Dicke und Dichtigkeit von außen anstehendes Wasser (wenn auch nur molekular) im Laufe der Zeit durch das reine Betongefüge (außerhalb von Rissen, Fehlstellen, Fugen etc.) durchdringt. Solange diese sicherlich geringen Feuchtemengen an der Innenseite verdunsten können, ergeben sich keine weiteren Probleme. Neuere Untersuchungen zeigen demgegenüber, dass ab einer gewissen Mindestdicke (rd. 15 cm) eines Betons mit hohem Wassereindringwiderstand kein Feuchtettransport von außen nach innen mehr stattfindet (Abbildung 3). Im äußeren Bereich stellt sich ein kapillar durchfeuchteter Bereich (max. rd. 70 mm) ein, der aber kein Wasser mehr weiter nach innen abgibt. An der Luftseite findet unter diesen Randbedingungen die Austrocknung des Betons (herstellbedingte Eigenfeuchte des Betons) auch nur bis in eine bestimmte Tiefe (rd. 80 mm) statt.

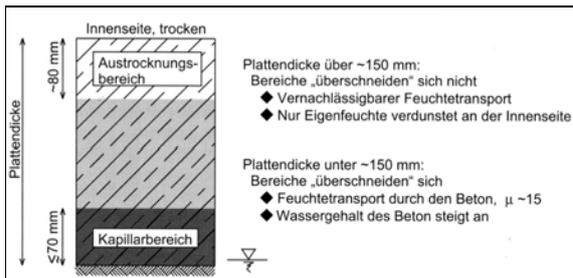


Abb. 3: Modell für den Feuchtetransport in Betonplatten bei von außen anstehendem Grundwasser [8]

Unabhängig von den beiden Modellen ist ein möglichst dichtes Betongefüge anzustreben. Hierzu sind folgende technologische Aspekte zu berücksichtigen:

- Möglichst dichtes Zementsteingefüge
- Gesteinskörnung mit dichtem Gefüge
- Ausgeprägter Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung

Gleichzeitig muss dieser Beton einwandfrei einbauen und verdichtbar sein. Alle Maßnahmen, die ein dichteres Betongefüge begünstigen, führen andererseits aber auch zu einer höheren Betonfestigkeit. Damit sind im Fall auftretender Rissbildung auch relativ breite Risse verbunden, bzw. für die Begrenzung der Rissbreite ist entsprechend viel Bewehrung erforderlich. Die Festlegung einer Betonzusammensetzung für WU-Bauwerke erfordert daher stets eine Optimierung zwischen einander mehr oder weniger entgegenlaufenden Anforderungen.

4.2 Anforderungen an die Betonzusammensetzung in den Regelwerken

Für einen Beton mit hohem Wassereindringwiderstand sind in DIN 1045-2 folgende Grundanforderungen festgelegt:

Bei Bauteildicken > 40 cm:

- w/z-Wert: max. 0,70

Bei Bauteildicken ≤ 40 cm:

- w/z-Wert: max. 0,60
- min z: 280 kg/m³
- 270 kg/m³ bei Anrechnung von Betonzusatzstoffen
- Festigkeit: ≥ C 25/30

Darüber hinausgehende Anforderungen können sich beispielsweise bei zusätzlichem chemischem Angriff des anstehenden Grundwassers ergeben. Die Betondeckung wird in Abhängigkeit der Expositions-klassen festgelegt.

Ebenso werden in der „WU-Richtlinie“ für bestimmte Randbedingungen (Ausnutzung der o. g.

Mindestbauteildicken in Beanspruchungsklasse 1) weitergehendere Forderungen gestellt:

- w/z-Wert: max. 0,55
- Festigkeit: ≥ C 30/37
- Größtkorn: 16 mm (bei Wänden → erhöhter Bindemittelanspruch)

4.3 Optimierung der Betonzusammensetzung für WU-Bauwerke

Unter Einhaltung der o. g. Grundregeln ist – abhängig von Bauteilabmessungen, Fugenanordnungen, Bewehrung etc. – der Beton insbesondere auch hinsichtlich einer geringen Entwicklung von Zwangsspannungen (Reißneigung) zu optimieren. Dazu sind bei der Auswahl der Betonausgangsstoffe folgende Aspekte zu beachten:

- Bindemittel:
 - Bei sehr dicken Bauteilen Zement mit niedriger Hydratationswärme (LH-Zemente)
 - Bei Bauteilen mittlerer Dicke (20 bis 60 cm): Zemente mit moderater Wärmefreisetzung und gleichzeitig ausreichend rascher Festigkeitsentwicklung (meist CEM I mit geringem C₃A-Gehalt, CEM II, CEM III/A)
 - Zementfestigkeitsklasse i. d. R. 32,5, lediglich bei dünneren Bauteilen im Winter u. U. 42,5 vorteilhafter
 - Flugaschen nach DIN EN 450
- Gesteinskörnung:
 - Gesteine mit niedriger Temperaturdehnzahl (z. B. Kalkstein, Basalt) günstiger als solche mit hoher Temperaturdehnzahl (z. B. quarzitisches Kiese)
 - Gebrochene Gesteinskörnung (Splitt) mit rauer Oberfläche vorteilhaft (höhere Betonzugfestigkeit)
- Betonzusatzmittel:
 - Betonverflüssiger / Fließmittel bei Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (heute Regelfall)
 - Bei dicken / großvolumigen Bauteilen (mit längeren Betonierdauern) Einsatz von Verzögerer

Hinsichtlich der Betonzusammensetzung ist zu beachten, dass die Kornzusammensetzung im günstigen Bereich (A/B) liegt und das Größtkorn – unter Berücksichtigung der Bewehrung – so groß wie möglich gewählt wird (i. d. R.: 32 mm), um den Wasser- bzw. Zementleimbedarf zu reduzieren. Weiterhin sollte nur ein moderater Zementgehalt angesetzt werden, was ggf. durch teilweisen Austausch von

Zement gegen Flugasche realisiert werden kann. Grundsätzlich sollte zwischen Sommer- und Winterrezeptur differenziert werden. Während im Sommer zur Reduzierung der Hydratationswärme der Zementgehalt möglichst niedrig angesetzt werden sollte, z. B. 280 kg/m³ Zement (zzgl. 60 kg/m³ Flugasche), kann der Beton im Winter mit höheren Zementgehalten von beispielsweise 340 kg/m³ hergestellt werden. Der Beton sollte möglichst in weicher (F3) bis fließfähiger (F5) Konsistenz eingebaut werden. Bei Elementwänden wurde bereits in der Vergangenheit erfolgreich Selbstverdichtender Beton (SVB) mit und ohne Stahlfasern eingesetzt. Die Frischbetontemperatur sollte im Sommer so niedrig wie möglich gehalten werden. Es ist vorteilhaft, wenn diese rd. 25 °C nicht überschreitet.

Allerdings sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass eine wasserundurchlässige (rissfreie) Konstruktion allein über betontechnologische Maßnahmen nicht sichergestellt werden kann.

4.4 Nachweise für Beton mit hohem Wassereindringwiderstand

Für Beton mit hohem Wassereindringwiderstand ist eine ausreichende Betonfestigkeit sowohl im Sinne der Tragfähigkeit als auch der Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Ein Nachweis der Wassereindringtiefe, wie früher für WU-Betone gefordert wurde, ist nur bei entsprechender Vereinbarung zu führen, wobei dann auch das Prüfverfahren und die Annahmekriterien festzulegen sind. Für Baumaßnahmen im Bereich BMVBW ist eine solche Prüfung der Wassereindringtiefe über die ZTV-ING grundsätzlich festgeschrieben. Als Prüfverfahren wird in Deutschland in der Regel der Wassereindringversuch nach DIN EN 12390-8 durchgeführt.

5 Besonderheiten bei der Bauausführung

5.1 Planungen im Vorfeld („Arbeitsvorbereitung“)

Für eine voll funktionsfähige wasserundurchlässige Betonkonstruktion ist ein sachgerechter und fehlerstellenfreier Betoneinbau unabdingbar. Dazu müssen in der Planungsphase die einzelnen Betonierabschnitte (z. B. schachbrettartige Betonierfolgen, Schwindgassen, tiefer liegende Bereiche, Wandabschnitte) festgelegt werden. Um außerplanmäßige Unterbrechungen des Betoniervorgangs zu vermeiden, ist das Vorhalten entsprechender Ersatzgeräte (Verdichtungsgeräte, eventuell Betonpumpe) dringend anzuraten. Weiterhin sind die Betonlieferungsmengen pro Stunde auf die Förder- und Einbauverhältnisse abzustimmen, sodass ein zügiger Betoneinbau ohne Wartezeiten an der Einbaustelle und bei der Betonanlieferung sichergestellt ist. Bei größeren Betonagen ist im Vorfeld ein Betonierplan zu erstellen,

die Reihenfolge der einzelnen Betonierfelder festzulegen und die Betoniermannschaften entsprechend einzuteilen. Um einen reibungsfreien Ablauf der Betonanlieferung sicherzustellen, sind in diesen Fällen auch logistische Regelungen wie z. B. Beschilderung der Zufahrt, Ampelregelung, ggf. Einrichtung einer Zugabestelle für Fließmittel etc. hilfreich.

5.2 Verarbeitung des Betons

Vor dem Betoneinbau ist zu kontrollieren, ob die Schalung sauber und dicht ist und die Fugenbänder bzw. -bleche sachgerecht fixiert und nicht verschmutzt sind. Die Schalungsanker müssen mit einer Wassersperre versehen sein. Ebenfalls müssen Betonier- und Rüttelöffnungen/-gassen vorgesehen sein. Weiterhin sind die Arbeitsfugen zu reinigen und vorzunässen. Bei Bodenplatten muss sichergestellt sein, dass die Sauberkeitsschicht eben und sauber ist. Geeignete Abstandhalter müssen ordnungsgemäß eingebaut worden sein, damit die geforderte Betondeckung eingehalten werden kann.

Bei Wänden darf die freie Fallhöhe des Betons 1 m nicht überschreiten, um Entmischungen am Wandfußpunkt zu vermeiden. Dazu sind u. U. Schüttrohre zu verwenden. Bei freien Fallhöhen in Wänden auf Sohlplatten und bei Elementwänden ist eine Anschlussmischung mit 8 mm Größtkorn mindestens 30 cm hoch vorzusehen.

Weiterhin ist darauf zu achten, dass Schalungen, Einbauteile und Bewehrungen nicht mit Beton verkrustet werden. Die einzelnen Schüttlagen sind auf maximal 50 cm zu begrenzen und mit Hochfrequenz-Innenrüttlern (Ausnahme: SVB) zu vernähen. Es empfiehlt sich, die oberste Betonierlage nachzuverdichten. Bei Bodenplatten können dadurch Frührissrisse und bei Wänden so genannte Sackungsrisse frühzeitig noch „geheilt“ werden. Eine solche Nachverdichtung sollte so spät wie möglich erfolgen, jedoch darf sie auf keinen Fall mehr vorgenommen werden, wenn das Ende der Verarbeitbarkeitszeit des Betons erreicht ist. Letzteres ist daran erkennbar, dass sich das Loch der Rüttelflasche beim Herausziehen gerade nicht mehr schließt.

Bei freien Betonflächen wie z. B. Bodenplatten ist möglichst frühzeitig mit der Nachbehandlung zu beginnen. Als günstig erweisen sich hierbei feuchtezuführende Nachbehandlungsmethoden. Flüssige Nachbehandlungsmittel sollten nur verwendet werden, wenn die Verträglichkeit mit ggf. später aufzubringenden Schichten (z. B. Verbundestrich, Beschichtung) gegeben ist. Wände sollten entsprechend der Mindestnachbehandlungsdauer nach DIN 1045-3 möglichst lange in der Schalung belassen werden.

Neben der Vermeidung einer Austrocknung kann bei diesen riss-sensitiven Bauteilen auch eine thermische Nachbehandlung notwendig sein. Bei massi-

gen Bauteilen sollte die Hydratationswärme gesteuert abgeführt werden. Dazu ist es zweckmäßig, Wärmedämmmatten gestaffelt aufzubringen und ebenso in verschiedenen Stufen wieder zu entfernen, um einen Temperaturschock mit der hohen Gefahr der Ausbildung von Oberflächenrissen zu vermeiden.

5.3 Besonderheiten bei Element- und Fertigteilwänden

Zusätzlich zu den o. g. Parametern sind bei der Herstellung, Anlieferung, Montage und Betonage von Element- und Fertigteilwänden einige wesentliche Aspekte zu berücksichtigen:

Bei der Montage ist besonders darauf zu achten, dass die Anschlussfuge Sohle-Wand frei von Verunreinigungen ist und die Elementwände bzw. Fertigteilwände beim Transport und der Montage nicht beschädigt wurden. Geschädigte Teile sind auszusortieren oder – soweit noch möglich und zweckmäßig – vorab instand zu setzen z. B. durch Rissinjektion. Elementwände und Fertigteile müssen auch nach der Montage ausreichend abgestützt werden. Im Bereich der Arbeitsfuge ist eine mindestens 30 mm hohe Aufständering notwendig, um die Fuge mit Beton bzw. Fugenvergussmörtel sachgerecht und einwandfrei verfüllen zu können. Weiterhin sind bei Elementwänden die Abstandsfugen und Stoßfugen dicht abzuschalen; dazu darf kein Montageschaum eingesetzt werden. Vor dem Einbringen des Kernbetons in Elementwände ist deren Innenoberfläche ausreichend lange vorzunässen; beim Einbau des Betons soll die Oberfläche nur mehr mattfeucht sein. Um einen guten Verbund und hohlraumfreie Verbindung zwischen Kernbeton und Elementwand sicherzustellen muss die Innenseite der Elementwände eine korraue Oberfläche aufweisen (Rautiefe $\geq 0,9$ mm).

Bei Fertigteilwänden sind die Fugen mit fließfähigem Beton bzw. Mörtel zu verfüllen, wofür im Vorfeld entsprechende Vergusstaschen vorzusehen sind. Die Fugen sind an der Außenseite zusätzlich mit Dichtungsbahnen streifenförmig abzudichten.

6 Nachträgliche Abdichtung von Rissen durch Injektion

Risse sind bei der Bauweise mit eingeplanter Trennrissbildung systemcharakteristisch, d. h. sie stellen bis zu einem gewissen Grad keinen Mangel dar. Wasserdurchtritte müssen jedoch – je nach Nutzungsklasse – ganz oder zumindest größtenteils verhindert werden. Unter den bestimmten Randbedingungen (Rissbreite, Druckgefälle, keine weiteren Rissbewegungen etc.) können sich Risse selbst heilen (Abbildung 4, vgl. 3.2).

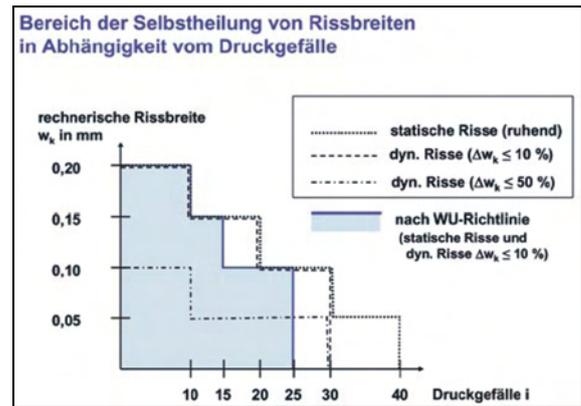


Abb. 4: Bereich mit zu erwartender Selbstheilung von Rissen [6]

Nur auf Dauer nicht-selbstheilende, wasserführende Risse müssen nachträglich abgedichtet werden. Eine entsprechende Zeit für Selbstheilung ist daher abzuwarten. Hierbei ist zu bedenken, dass sich wasserführende Risse oft erst spät zeigen, z. B. nach Aufhebung einer Grundwasserabsenkung. Tritt bei wasserführenden Rissen keine Selbstheilung ein, so können diese – falls erforderlich – ebenso wie undichte Fugen durch Injektion mit dehnfähigem Polyurethanharz über Bohrpacker abgedichtet werden. In Fugen können hierzu erleichternd im Vorfeld bereits Injektionsschläuche planmäßig mit eingebaut werden. Gelegentlich werden für diese abdichtenden Injektionen auch Acrylate angeboten, die durchaus eine gute abdichtende Wirkung aufweisen, solange entsprechend Feuchtigkeit ansteht. Allerdings enthalten viele dieser Produkte korrosionsfördernde Stoffe, sodass Acrylate für Rissinjektionen bis heute nicht zugelassen sind.

7 Literatur

- [1] DIN 18195: Bauwerksabdichtungen (August 2000)
- [2] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion (Juli 2001)
- [3] DIN EN 206-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität (Juli 2001)
- [4] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 (Juli 2001)
- [5] Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), 2003
- [6] Freimann, T.: Regelungen und Empfehlungen für wasserundurchlässige (WU-) Bauwerke aus Beton. Beton-Informationen 3/4 (2005), S. 55 – 72

[7] Ebeling, K.: Weiße Wannen nach neuen Regelwerken. Deutsches Ingenieurblatt DiB, Heft 12/2003

[8] Beddoe, R.; Springenschmid, R.: Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 4, S. 158-166

8 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Dipl.-Ing. Björn Siebert

Lehrstuhl für Baustofftechnik,

Ruhr-Universität Bochum Gebäude IA 5/126

Universitätsstr. 150

44801 Bochum

Lebenszyklusmanagement von Betonbauwerken

Harald S. Müller und Michael Vogel

Zusammenfassung

Betonbauwerke unterliegen vielfältigen und hohen Beanspruchungen aus nutzungs- und umweltbedingten Einwirkungen, die insbesondere aus Witterungseinflüssen, Verkehrsbelastung und Tausalzen resultieren. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, aber auch vor dem Hintergrund des Leitbildes der Nachhaltigkeit, ist es insbesondere bei teuren und langlebigen Betonkonstruktionen dringend angezeigt, ein angepasstes Lebenszyklusmanagement durchzuführen. Dieses Management umfasst für den Zyklusabschnitt Herstellung und Nutzung eines Bauwerks im Wesentlichen die Elemente der probabilistischen Dauerhaftigkeits- bzw. Lebensdauerbemessung, die darauf aufbauende intervallmäßige Inspektion in Verbindung mit Monitoringmaßnahmen zur ständigen Überwachung kritischer Bauwerksbereiche sowie die kontinuierliche Aktualisierung der Lebensdauerprognose zur optimierten Instandhaltungsplanung und -durchführung. In diesem Beitrag werden die wesentlichen Bausteine eines Lebenszyklusmanagements bei Infrastrukturbauwerken aus Beton aufgezeigt, wobei die Methodik der Prognose der Zustandsentwicklung von Betonkonstruktionen unter Anwendung wahrscheinlichkeitstheoretischer Methoden im Vordergrund steht. Am Beispiel eines Tunnelbauwerks wird die Methodik der Dauerhaftigkeits- bzw. Lebensdauerbemessung exemplarisch aufgezeigt.

1 Einführung

Das primäre Ziel eines Lebenszyklusmanagements liegt in der Erhaltung des bestmöglichen Zustands eines Bauwerks während seiner angestrebten Nutzungsphase bei minimalem Kapitaleinsatz und Ressourcenverbrauch. Hierbei ist es erforderlich, alle Phasen des Lebenszyklus von Bauwerken (von der Planung, Erstellung, Nutzung, Erneuerung bis Rückbau) in ihrer Gesamtheit zu betrachten, siehe Abbildung 1.

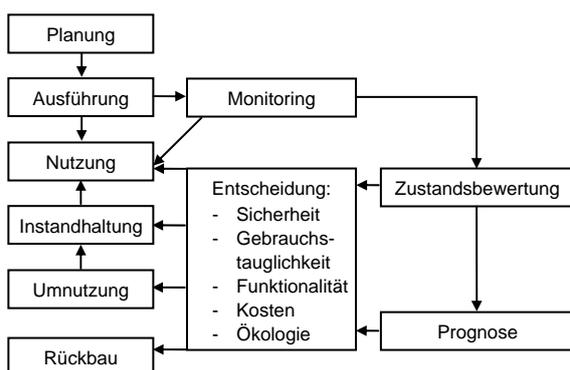


Abb. 1: Lebenszyklus eines Bauwerks [1] (modifiziert)

Insbesondere die Planung (Bemessung), die Lebensdauerprognose und das Monitoring stellen wichtige Bausteine des Lebenszyklus eines Bauwerks dar. Die zielgerichtete Prüfung, Prognose und Überwachung sowie Wiederherstellung der Dauerhaftigkeit von Infrastrukturbauwerken im Rahmen einer

umfassenden Lebenszyklusanalyse tragen maßgeblich zur Verlängerung der Lebensdauer bei.

Die Entwicklung einer Methodik zur Durchführung umfassender Lebenszyklusbetrachtungen bei komplexen Bauwerken ist Gegenstand aktueller Forschungstätigkeiten auf nationaler und internationaler Ebene [2, 3, 4, 5, 6, 7]. Insbesondere für Brückenbauwerke sowie für Anlagen der wasserwirtschaftlichen Nutzung wurden im Rahmen nationaler Forschungsarbeiten erste Konzepte für solche Lebenszyklusmanagementsysteme vorgelegt [8, 9, 10]. Ein wesentliches Ziel dieser Konzepte stellt u. a. die Senkung des Instandhaltungsaufwands und damit die Reduzierung der Unterhaltungskosten für Betonbauwerke dar.

Die Anforderungen an die Instandhaltung von Bauwerken ändern sich mit den objektspezifischen Alterungs- bzw. Schädigungsprozessen. Daher ist es unerlässlich, neben einer aktuellen Zustandsbewertung des betrachteten Bauwerks auch die Zustandsentwicklung – insbesondere den Alterungsprozess und die Entstehung bzw. Entwicklung von Schäden – so genau wie möglich abzuschätzen.

Die Beurteilung der nutzungs- und umweltbedingten Schädigungsprozesse mittels probabilistischer Methoden ist eine Vorgehensweise, mit der sowohl die Restnutzungsdauer als auch die Bemessung auf Dauerhaftigkeit von Bauwerken bewerkstelligt werden können [11]. Als Referenzobjekt im Hinblick auf die Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken mittels eines probabilistischen Sicherheits-

konzepts ist der Westerscheldetunnel in den Niederlanden zu nennen [12].

Gegenwärtig ist eine wirklichkeitsnahe Dauerhaftigkeitsbemessung bei Stahlbetonbauteilen für die karbonatisierungs- und chloridinduzierte Bewehrungskorrosion möglich. Diesbezüglich wurde von der *fédération internationale du béton (fib)* der „Model Code for Service Life Design“ herausgegeben [13]. Mit diesem Regelwerk wird dem planenden Ingenieur ein Hilfsmittel an die Hand gegeben, mit dem es möglich ist, die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken – in Analogie zur Tragwerksbemessung – realistisch messen zu können.

Nachfolgend werden zunächst die Grundlagen der probabilistischen Dauerhaftigkeitsprognose und -bemessung aufgezeigt. Anschließend wird exemplarisch ein Tunnelbauwerk betrachtet und unter Anwendung vorhandener und neu entwickelter Konzepte analysiert.

2 Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken

2.1 Allgemeines

In der DIN 1045-1 [14] und der DIN 1055-100 [15] wird neben der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit gleichrangig die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen als Entwurfs- bzw. Bemessungskriterium festgelegt. In diesen Regelwerken werden erstmals explizit geeignete Maßnahmen genannt, die der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken dienen. Somit sind die Anforderungen an die Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gleichwertige Bemessungskriterien [16].

In Anlehnung an DIN 1055-100 [15] ist ein Tragwerk so zu bemessen, „dass zeitabhängige Eigenschaftsveränderungen die Dauerhaftigkeit des Tragwerks während der geplanten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen beeinträchtigen“ wobei „die Umgebungsbedingungen und die geplanten Instandsetzungsmaßnahmen zu berücksichtigen sind“ [15].

Somit müssen zur Sicherstellung eines angemessenen dauerhaften Tragwerks u. a. die zu erwartenden Umwelteinflüsse, die auf das Bauwerk einwirken, ausreichende Beachtung finden. Weiterhin sollen gemäß DIN 1055-100 die dauerhaftigkeitsrelevanten Umwelteinflüsse durch geeignete „Modelle“ – z. B. durch Definition von Umweltklassen – erfasst werden. Hiermit wird explizit eine „Bemessung“ auf Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen gefordert [17].

Nach DIN 1045-1 wird i. d. R. die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks als sichergestellt angesehen, wenn u. a. die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons gemäß DIN EN 206-1 [18] und DIN 1045-2 [19] eingehalten sind. Diese Anforderungen werden dadurch erfüllt, indem für die zu erwartenden Umgebungsbedingungen eines Bauteils die zutreffenden Expositionsklassen gemäß o. g. Regelwerke [18, 19] von einem erfahrenen Planer festgelegt und die den Expositionsklassen zugeordneten betontechnologischen Maßnahmen angewandt werden. Hierbei wird der im Rahmen der Bauwerksplanung oder im Zuge einer Bauwerksuntersuchung ermittelten Nutzungs- bzw. Umwelteinwirkung (z. B. Chloride) ein entsprechender Widerstand (z. B. Mindestzementgehalt) zugeordnet.

Diesem „deskriptiven“ Bemessungskonzept liegt eine erwartete mittlere Nutzungsdauer von 50 Jahren – bei Berücksichtigung eines „angemessenen“ Instandhaltungsaufwands – zugrunde, siehe Tabelle 1. Dabei beruhen die betontechnologischen Angaben der Norm auf Erfahrungswerten. Eine ingenieurmäßige Bemessung auf Dauerhaftigkeit, d. h. der rechnerische Nachweis für eine bestimmte Lebensdauer, ist hierbei nicht vorgesehen. Somit führt die Anwendung der Norm zu unwirtschaftlichen und/oder mangelhaften bautechnischen Lösungen, wenn die Nutzungsdauer eines Bauwerks z. B. nur 10 Jahre oder aber 100 Jahre betragen soll.

Tab. 1: Konzepte zur Dauerhaftigkeitsbemessung [16] (modifiziert)

Konzept	Kriterien
Deskriptives Konzept	<ul style="list-style-type: none"> - Mittlere Lebens- oder Nutzungsdauer stehen fest (50 Jahre) - Instandhaltungsaufwand wird „als üblich“ unterstellt - Einwirkungen stehen fest (Expositionsklassen) - Widerstände bilden die Betonzusammensetzung und Ausführungsregeln; sie werden durch das technische Regelwerk vorgeschrieben - Nachweis: Einhaltung der Grenzwerte des Regelwerkes
Performance-Konzept	<ul style="list-style-type: none"> - Lebens- oder Nutzungsdauer $t_{N(soll)}$ werden nach den Erfordernissen gewählt (z. B. 100 Jahre) - Instandhaltungsaufwand wird gewählt - Zeitliche Entwicklung von Einwirkungen und Widerstand werden rechnerisch erfasst - Anhand des Verlaufs von Einwirkungen und Widerstand wird die rechnerische Lebensdauer $t_{N(cal)}$ ermittelt und durch Versagenswahrscheinlichkeiten näher definiert - Nachweis: $t_{N(cal)} \geq t_{N(soll)}$

Ein weiterer wesentlicher Nachteil des deskriptiven Konzeptes besteht darin, dass dem planenden Ingenieur nicht ersichtlich ist, mit welcher Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit ein Bemessungswert über- oder unterschritten wird. Des Weiteren bleibt dem Anwender des deskriptiven Konzeptes verborgen, welcher Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand vorliegt.

Bei Baukonstruktionen wie Tunnelbauwerken oder Brücken, deren Erstellung ein großes Kapitalvolumen erfordert und die einem hohen technischen Risikopotential ausgesetzt sind, reichen deskriptive Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit nach heutigen Maßstäben nicht mehr aus. Vielmehr ist eine Bemessung nach dem Performance-Konzept bzw. eine Dauerhaftigkeitsbemessung notwendig. Eine ingenieurmäßige Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken – in Analogie zur klassischen Tragwerksbemessung – bedingt, dass quantitative Angaben über die geforderte Bauteil- bzw. Bauwerkslebensdauer gemacht werden müssen.

Um der o. g. Forderung gerecht zu werden, ist es erforderlich, probabilistische Methoden unter Festlegung eines definierten Grenzzustandes, den das betrachtete Bauteil innerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer nicht überschreiten darf, anzuwenden. Ob ein festgelegter Grenzzustand erreicht, über- oder unterschritten wird, erfordert die Betrachtung von Versagenswahrscheinlichkeiten, die sich aus der Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen ergeben. Die maßgebende, der Bemessung zugrunde liegende Versagenswahrscheinlichkeit ist ein ebenfalls festzulegender Wert. Darüber hinaus müssen in Verbindung mit quantifizierbaren Bauteilbeanspruchungen und Materialwiderständen (Modellparameter) weitgehend abgesicherte Schädigungs-Zeit-Gesetze zur Modellierung des Schadensfortschritts vorhanden sein. Diese Art der

Dauerhaftigkeitsbemessung entspricht dem so genannten „Performance-Konzept“, siehe Tabelle 1.

Der zeitlich veränderliche Zustand eines Bauteils lässt sich anhand einer für den jeweiligen Schädigungsprozess gültigen Einwirkungs- und Widerstandsfunktion (E bzw. R) beschreiben, siehe Abbildung 2, oberes Diagramm. Da sowohl die Einwirkungen als auch die Widerstände Streuungen unterliegen können, wie durch die Verteilungskurven angedeutet wird, müssen die jeweiligen physikalischen Modelle probabilistisch formuliert sein. Die Größe des mit der Zeit zunehmenden Überschneidungsbereichs der beiden Verteilungskurven bildet ein Maß für die Schädigungswahrscheinlichkeit (Versagenswahrscheinlichkeit P_f).

Der an Betonbauteilen zu erwartende bzw. identifizierte Schädigungsprozess für einen bestimmten dauerhaftigkeitsrelevanten Angriff kann prinzipiell in verschiedene Schädigungsphasen unterteilt werden. Dabei gehorchen die einzelnen Phasen üblicherweise unterschiedlichen Materialgesetzen. Abbildung 2 (unteres Diagramm) veranschaulicht die mit dem Bauwerksalter verbundene zunehmende Schädigung und definiert maßgebende Bauteilzustände (Grenzzustände).

2.2 Probabilistische Dauerhaftigkeitsanalyse und Lebensdauerprognose

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen einer Lebensdauerprognose für ein bereits bestehendes Bauwerk und der Bemessung auf Dauerhaftigkeit (Lebensdauer) bei einem neu zu errichtenden Bauwerk, siehe auch Tabelle 2. Hinsichtlich der wesentlichen Elemente der Lebensdauerprognose bzw. Dauerhaftigkeitsbemessung – Schädigungsart, Schädigungs-Zeit-Gesetze, probabilistische Methodik, Grenzzustandsdefinitionen und -betrachtungen etc. – und ihrer Anwendung bestehen jedoch keine Unterschiede.

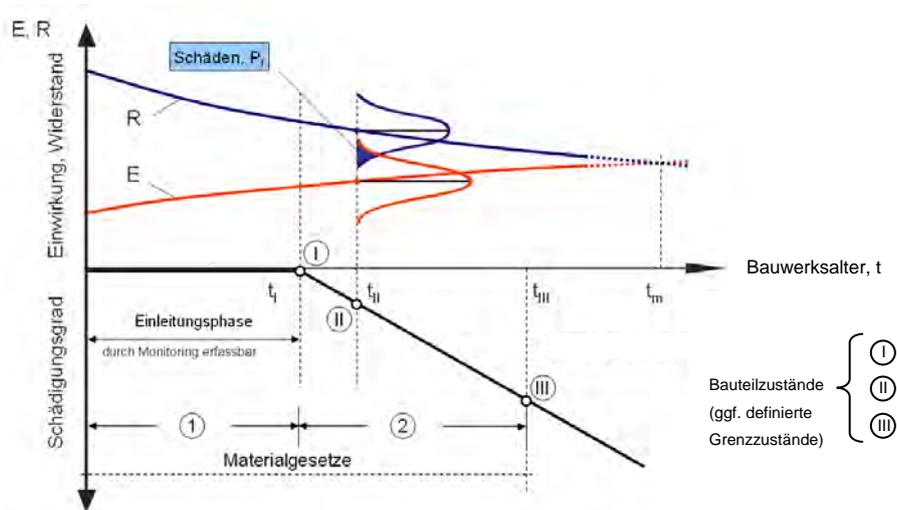


Abb. 2: Zustandsentwicklung eines Bauteils infolge veränderlicher Einwirkung und veränderlichem Widerstand

Für die Lebensdauerprognose eines bestehenden Bauwerks ist die Kenntnis des aktuellen Zustands (Untersuchungszeitpunkt) und der aus den jeweiligen Schädigungsmechanismen resultierenden weiteren Schadensverläufe unerlässlich. Ausreichende Informationen über die maßgebenden Zusammenhänge zwischen Last- bzw. Umwelteinwirkungen einerseits und Bauwerkswiderstände (z. B. Betoneigenschaften) andererseits bilden die Grundlage für eine Herleitung wirklichkeitsnaher Einwirkungs- bzw. Widerstandsmodelle. Letztere entsprechen den benötigten Materialgesetzen. Die statistisch abgesicherte Ermittlung zeitlich veränderlicher und streuender Modellparameter aus Einwirkung E und Widerstand R ist ein notwendiger Schritt zur quantitativen Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken gegenüber schädigenden Last- und Umwelteinflüssen.

Bei neu zu errichtenden Betonkonstruktionen entsprechen Elemente und Vorgehensweise bei der Dauerhaftigkeitsbemessung weitestgehend den oben genannten. Es entfällt zwar die Bauwerksuntersuchung, dafür aber sind die verwendeten Betone und der Herstellungsprozess (z. B. realisierte Betondeckung, Umgebungsklima, Nachbehandlung etc.) eingehender zu behandeln. Hinzu kommen die bei der Bauwerkserstellung verbesserten Möglichkeiten für die Installation eines Monitoringsystems, welches Zustandsänderungen bei Bauteilen erfasst, insbe-

sondere in der Einleitungsphase der Schadensausbildung.

Die Prognose der Lebensdauer kann sich – für Bestands- als auch Neubauten – auf einzelne Bauteile bzw. Bauteilbereiche beschränken aber auch auf ganze Bauwerke beziehen, die aus verschiedenen Bauteilen zusammengesetzt sind und unterschiedlichen dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen ausgesetzt sein können. Nachfolgend wird die Vorgehensweise zur Lebensdauerprognose von Bauteilen und Bauwerken in ihren technisch-wissenschaftlichen Grundzügen kurz aufgezeigt.

2.2.1 Dauerhaftigkeitsbemessung und Lebensdauerprognose von Bauteilen

Die Herangehensweise zur Erstellung einer Lebensdauerprognose von Bauteilen untergliedert sich in mehrere Arbeitsschritte, siehe Tabelle 2. Die detaillierte Vorgehensweise zur Durchführung der Arbeitsschritte 1 bis 3 in Tabelle 2 ist für den Fall der Untersuchung bestehender sowie für den Fall zu planender und neu zu errichtender Bauwerke aus der Literatur [20, 21, 22, 23, 24, 25] zu entnehmen. Zur Darstellung der Systematik bei der Durchführung einer Lebensdauerprognose für Betonbauteile werden im Folgenden die Arbeitsschritte 4 bis 7 aus der Tabelle 2 näher erläutert.

Tab. 2: Arbeitsschritte zur Durchführung einer Lebensdauerprognose bzw. Dauerhaftigkeitsbemessung

	Bestand Bauteil- bzw. Bauwerksuntersuchungen:	Neubau Bauwerksplanung:
I	<ol style="list-style-type: none"> 1. Identifikation des Bauteil- bzw. Bauwerkszustands bzw. der Schäden 2. Bestimmung relevanter Materialparameter des Bauteilbetons 3. Erfassung, Klassifizierung und Quantifizierung der Einwirkungen E(t) und der Widerstände R(t) 4. Identifizierung der Schädigungsart zur Festlegung geeigneter Schädigungs-Zeit-Gesetze 5. Statistische Quantifizierung der Modellparameter 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Einwirkungen E(t) und Widerstände R(t) in der Planungsphase erfassen und klassifizieren 2. Die zu erwartenden dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen den jeweiligen Bauwerksbereichen zuordnen 3. Bauteilwiderstände R(t) über Materialprüfung feststellen (z. B. Karbonatisierungswiderstand) 4. Definition der zu erwartenden Schädigungsart zur Festlegung geeigneter Schädigungs-Zeit-Gesetze 5. Statistische Quantifizierung der Modellparameter
II	Festlegungen zum Bauteil / Bauwerk: <ol style="list-style-type: none"> 6. Definition von Grenzzuständen für entsprechende Schädigungsprozesse 7. Festlegung der Nutzungsdauer und der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der erforderlichen Zuverlässigkeit 	
III	Analytisch-statistische Untersuchungen: <ol style="list-style-type: none"> 8. Statistische Modellierung der Modellparameter 9. Berechnung der grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit 10. Abschätzung der Lebens- bzw. Restlebensdauer des betreffenden Bauteils bzw. des Bauwerks 	

2.2.2 Schädigungs-Zeit-Gesetze
(Schädigungsmodelle)

Eine zielsichere Lebensdauerprognose für ein Bauteil hängt im Wesentlichen davon ab, wie genau das gewählte physikalische Modell bzw. Schädigungs-Zeit-Gesetz die chemisch/physikalischen Vorgänge, die in der Realität ablaufen, abbildet und beschreibt. Derzeit existieren vor allem Schädigungs-Zeit-Gesetze, die hinreichend genau den „Schädigungs-verlauf“ für den Zeitraum der Einleitungsphase beschreiben können (vgl. Abbildung 2, unteres Diagramm).

Wirklichkeitsnahe Modelle zur Beschreibung der physikalischen und chemischen Gesetzmäßigkeiten im Beton sind beispielsweise das Karbonatisierungsmodell und das Chloriddiffusionsmodell, die innerhalb des Briten EuRam III-Projektes (DuraCrete) zur Durchführung probabilistischer Lebensdauerprognosen ausgearbeitet worden sind [22, 23].

2.2.3 Statistische Quantifizierung der Modellparameter

Die meisten Modellparameter sind keine festen Werte, sondern streuende Größen. Daher ist es notwendig eine statistische Quantifizierung der Modellparameter durchzuführen. Hierzu sind wirklichkeitsnahe Abschätzungen der zu erwartenden Einwirkungen sowie umfangreiche Bauteil- bzw. Laboruntersuchungen unerlässlich. Die statistisch zu modellierenden Parameter der den Schadensfortschritt beschreibenden Schädigungs-Zeit-Gesetze müssen anhand der wesentlichen statistischen Kennwerte – i. d. R. durch Bestimmung der Verteilungsfunktion (VF) und Ermittlung von Mittelwert und Standardabweichung – quantifiziert werden.

2.2.4 Schädigungsprozesse und Grenzzustände

Der an Betonbauteilen identifizierte Schädigungsprozess kann prinzipiell in verschiedene Schädigungsphasen unterteilt werden, wobei jede Schädigungsphase mit einem eigenen Schädigungs-Zeit-Gesetz (auch Material- oder Stoffgesetz bezeichnet) beschrieben werden kann, vgl. Abbildung 2.

Der Grenzzustand ist ein Zustand, bei dessen Überschreitung das Tragwerk aufhört, den festgelegten Nutzungsbedingungen zu entsprechen. Die geeignete Wahl eines Grenzzustandes ist maßgebend für die Wirtschaftlichkeit einer am Bauteil vorzunehmenden Instandsetzungsmaßnahme.

Beispielsweise ist im Fall einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ein möglicher Grenzzustand der Zustand, an dem der passivierende Schutz des Bewehrungsstahls aufgehoben wird, d. h. das Ende der Einleitungsphase erreicht wird. Zu berechnen ist hierbei die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, mit der dieser definierte Grenzzustand erreicht wird.

2.2.5 Versagenswahrscheinlichkeit und Nutzungsdauer

Anhand der Gegenüberstellung von Widerstand R und Einwirkung E, die bei Dauerhaftigkeitsbetrachtung meist zeitvariabel sind, ist es möglich, die Grenzzustandsfunktion G zu formulieren, siehe Gleichung (1):

$$G = R - E \tag{1}$$

Die Funktion G stellt die elementare Form einer Zustandsfunktion dar, wobei R und E in Gleichung (1) Zufallsvariablen sind.

Nimmt G den Wert Null an, ist der Grenzzustand gerade erreicht. Werden die Zufallsvariablen R und E der Grenzzustandsfunktion G als stochastisch unabhängig und normalverteilt angenommen und mit Mittelwert μ und Standardabweichung σ beschrieben, lassen sich die stochastischen Eigenschaften der Funktion G in Form einer Verteilungsfunktion darstellen, siehe Abbildung 3.

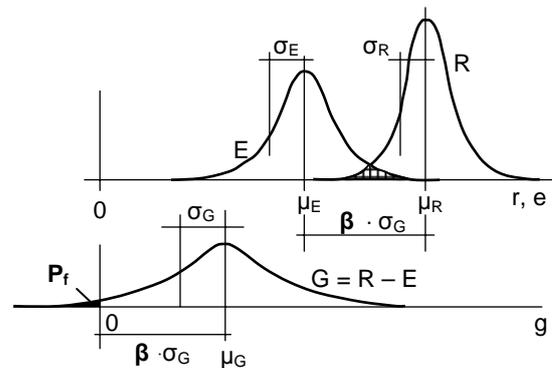


Abb. 3: Grenzzustandsfunktion G, Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Zuverlässigkeitsindex β [26] (modifiziert)

Mit der Einführung des so genannten Zuverlässigkeitsindex β (auch Sicherheitsindex genannt) ist ein direkter Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit P_f und dem Zuverlässigkeitsindex β gegeben. Bei normalverteilter Grenzzustandsfunktion G kann die Versagenswahrscheinlichkeit P_f mit Gleichung (2) direkt ermittelt werden:

$$P_f = P(G \leq 0) = \Phi(-\beta) \tag{2}$$

In Gleichung (2) ist $\Phi(\cdot)$ die Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung. Der zahlenmäßige Zusammenhang zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist der nachfolgend gegebenen Tabelle 3 zu entnehmen. Die bei Materialprüfungen beispielsweise häufig herangezogene Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 5 \cdot 10^{-2}$ (5 %-Quantil) entspricht in diesem Fall dem Zuverlässigkeitsindex $\beta = 1,645$.

Tab. 3: Beziehung zwischen β und P_f [27]

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Liegen mehrere oder beliebig verteilte Variablen und/oder nichtlineare Grenzzustandsfunktionen vor, werden Näherungsverfahren (z. B. FORM = First Order Reliability Method) zur Ermittlung der Zuverlässigkeit bzw. Versagenswahrscheinlichkeit angewandt [20].

Dauerhaftigkeitsprobleme an Betonkonstruktionen sind mit zeitabhängigen Schädigungsprozessen verbunden. Daher muss zur Beurteilung der Bauteilzuverlässigkeit ein Bezugszeitraum angegeben werden.

Die Nutzungsdauer eines Bauwerks ist eine Planungsgröße. In der Tabelle 4 sind Beispiele unterschiedlicher Bauwerke einschließlich verschiedener Planungsgrößen für die Nutzungsdauer aufgezeigt. Unter der Nutzungsdauer wird der Zeitraum der vorgesehenen Nutzung des Bauwerks verstanden, innerhalb derer eine ausreichende Sicherheit und Zuverlässigkeit zu gewährleisten sind.

Tab. 4: Nutzungsdauern verschiedener Tragwerke [27] (modifiziert)

Planungsgröße der Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
10 bis 25	Austauschbare Tragwerksteile, z. B. Kranbahnträger, Lager
15 bis 30	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
100	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

Die Anforderungen der DIN EN 206-1 [18] bzw. der DIN 1045-2 [19] bezüglich der Grenzwerte für die Zusammensetzung und die Eigenschaften von Beton beziehen sich – wie bereits erwähnt – auf eine beabsichtigte Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen. Die Tabelle B.2 der DIN 1055-100 [15] enthält Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex β für verschiedene Bemessungssituationen und Bezugszeiträume, siehe Tabelle 5.

Tab. 5: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β nach [15]

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5 bis 3,8
Gebrauchstauglichkeit	3,0	1,5

Ingenieurbauwerke, wie beispielsweise Brücken, Tunnel und Wasserkraftanlagen, werden planmäßig für einen Nutzungszeitraum von 100 Jahren und mehr ausgelegt [28, 29, 30]. Die Festlegung des zugehörigen Zielwertes für den Zuverlässigkeitsindex β obliegt dem Bauherrn. Kriterien hierfür werden nachfolgend genannt.

Des Weiteren ist bei Zuverlässigkeitsanalysen von Betonbauteilen neben den möglichen Schadensfolgen auch der Aufwand für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (Bauteilzuverlässigkeit) zu berücksichtigen. Aus diesen Gründen ist es erforderlich, die für eine Lebensdauerprognose heranzuziehenden Zuverlässigkeitsindizes entsprechend der erforderlichen Problemstellung zu wählen [31, 32].

Die Tabelle 6 enthält Zielwerte für Zuverlässigkeitsindizes β für ein gefährdetes Bauwerkselement und beabsichtigter Nutzungsdauer für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit. Die Abstufungen der Werte des Zuverlässigkeitsindex β in Tabelle 6 spiegeln die Tatsache wider, dass z. B. bei einem im Zuge der Bauwerkserstellung bereits getätigten großen Aufwand zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit eines Betonbauteils (z. B. Betonqualität oder Nachbehandlungsdauer) die Annahme eines niedrigen Zuverlässigkeitsniveaus zum Ende der beabsichtigten Nutzungsdauer des Bauteils gerechtfertigt ist.

Tab. 6: Nutzungsdauern verschiedener Tragwerke [31] (modifiziert)

Kosten für Sicherheitsmaßnahmen	Zuverlässigkeitsindex β (Zielwert)
hoch	1,3 ($P_f \approx 10^{-1}$)
mittel	1,7 ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-2}$)
niedrig	2,3 ($P_f \approx 10^{-2}$)

Zu ergänzen hierbei ist, dass die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus im Rahmen einer Dauerhaftigkeitsbemessung bzw. die Abschätzung der Restnutzungsdauer von vielen Einflussfaktoren abhängt, wie u. a. von der Genauigkeit des Schädigungsmodells, dem Umfang der statistischen Modellierung und den Schadensfolgen. Aus diesen Gründen ist es ratsam, die Festlegung eines Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit von der jeweiligen Problem-

stellung zu wählen. Das heißt, dass der zu wählende Grad der Zuverlässigkeit auf die Versagensart und die Schadensfolgen abgestimmt werden muss. In jedem Fall ist zu prüfen, ob Sicherheitsanforderungen in Normen eingehalten sind.

Unter Anwendung der oben aufgeführten Arbeitsschritte kann schließlich die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, an dem ein zuvor definierter Grenzzustand erreicht wird, berechnet werden. Das Erreichen des Grenzzustands wird als „Versagen“ eingestuft. In diesem Zusammenhang handelt es sich i. d. R. nicht um ein tatsächliches Versagen der Konstruktion, sondern um einen ungewollten Bauteilzustand, der vor dem Hintergrund ökonomischer Überlegungen nicht überschritten werden sollte.

3 Dauerhaftigkeitsanalyse zu Bauteilen eines Tunnelbauwerks

3.1 Allgemeines

Beim Neubau von Tunnelbauwerken wird nicht nur eine lange Lebensdauer gefordert, sondern der Unterhaltungs- und Erhaltungsaufwand muss minimiert werden. Hierfür ist eine möglichst genaue Kenntnis über die zu erwartenden dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen notwendig. Im Nachfolgenden werden typische Einwirkungen auf Betonbauteile von Tunnelbauwerken aufgezeigt und diese entsprechend den Expositionsklassen gemäß DIN EN 206-1 [18] und DIN 1045-2 [19] zugeordnet. Als Grundlage hierzu dienen die Angaben aus der einschlägigen Fachliteratur [7, 33, 34, 35] sowie ergänzende Angaben aus Regelwerken und Merkblättern [18, 19, 36, 37, 38].

Tab. 7: Beanspruchungsart, Bauteil und Expositionsklasse

Beanspruchungsart	Bauteil	Expositionsklasse
Karbonatisierung	Tunnelwände und -decken, insbesondere Einfahrtbereiche (Tunnelportale)	XC1 bis 4
Chloride	Tunnelwände und -decken, Tunnelsohle, insbesondere Einfahrtbereiche (Tunnelportale)	XD1 bis 3
Frost	Tunnelwände und -sohle, insbesondere Einfahrtbereiche (Tunnelportale)	XF1 bis 2 (XF4)

Die Tabelle 7 zeigt die Zuordnung der Betonbauteile bzw. Bauwerksbereiche von Tunnelbauwerken zu den jeweiligen Expositionsklassen in Abhängigkeit von der jeweiligen Beanspruchung. Besonders die Tunnelportale stellen hinsichtlich der dauerhaftig-

keitsrelevanten Beanspruchungen einen kritischen Bauwerksbereich dar. Der Konstruktionsbeton im Einfahrtbereich von Tunnel ist einer besonders starken und/oder kombinierten Beanspruchung aus karbonatisierungs- und chloridinduzierter Bewehrungskorrosion sowie Frostbeanspruchung ausgesetzt.

Die erhöhte Gefahr einer massiven Bewehrungskorrosion im Einfahrtbereich von Tunnel, insbesondere Straßentunnel, ist u. a. durch die ständig auftretende wechselweise Durchfeuchtung und Trocknung des Betons in Verbindung mit einem erhöhten Kohlendioxidgehalt infolge des Autoverkehrs sowie durch die im Winter ständige Beaufschlagung der Betonbauteile infolge chloridhaltigem Spritzwasser und Sprühnebel gegeben. Weiterhin trägt die hohe Wassersättigung in Verbindung mit Taumittel zu einem z. T. starken Frostangriff des Betons bei. Aber auch bei Bahntunnel ist der Einfahrtbereich einer erhöhten Beanspruchung unterworfen.

Nachfolgend werden Beispiele zur probabilistischen Lebensdauerbemessung von Betonbauteilen von Tunnelbauwerken aufgezeigt. Dabei wird zunächst das Prinzip einer Dauerhaftigkeitsbemessung eines zu erstellenden Betonbauteils unter definierter dauerhaftigkeitsrelevanter Beanspruchung (hier: karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) erläutert.

Darauf aufbauend wird dargestellt, wie sich Änderungen von Modellparameter, die im Zuge von Qualitätskontrollmessungen am realisierten Bauteil gewonnen werden, auf das Ergebnis der zuvor getätigten Zuverlässigkeitsanalyse auswirken (Zuverlässigkeits-Updating). Ebenfalls wird gezeigt, dass sich zu einem späteren Untersuchungszeitpunkt am erstellten Bauteil durch einen Abgleich zwischen dem berechneten und vor Ort gemessenen Schadensumfang eine erhebliche Verbesserung der Lebensdauerprognose bewerkstelligen lässt (Bayessches Updating).

3.2 Karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion

3.2.1 Probabilistische Lebensdauerbemessung

In diesem Abschnitt wird für den möglichen Schadensfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion die Ermittlung der grenzzustandsbezogenen Nutzungsdauer exemplarisch aufgezeigt. Hierbei werden die Bauteilbereiche der Wände und Decken innerhalb des Portalbereiches von Tunnel für eine Lebensdauerbemessung eingehender betrachtet.

Bei der Karbonatisierung des Betons findet eine chemische Reaktion der alkalischen Bestandteile des Zementsteins mit dem in den Zementstein eindiffundierendem Kohlendioxid der Umgebungsluft zu Karbonaten statt. Mit dem Vorgang der Karbonatisie-

rung ist ein Absinken des pH-Wertes der Porenlösung im Beton verbunden. Während in nicht karbonatisiertem Beton der Bewehrungsstahl aufgrund der hohen Alkalität des Porenwassers gegenüber einer Korrosion durch eine sich ausbildende Passivschicht geschützt ist, wird im karbonatisierten Beton die Passivschicht am Stahl infolge des Absinkens des pH-Wertes der Porenlösung zerstört (Depassivierung). Der Vorgang der Karbonatisierung bildet somit eine wesentliche Voraussetzung für Bewehrungskorrosion.

Die nachstehenden Zuverlässigkeitsanalyse für den Fall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion wurde hier mit dem DuraCrete- bzw. DARTS-Modell nach [7, 22, 23] durchgeführt, siehe nachfolgend aufgeführte Gleichungen (3), (4), (5) und (6). Die detaillierten Erläuterungen zu den einzelnen Variablen dieser Gleichungen sind der Literatur [7, 22, 23] zu entnehmen; einen Überblick gibt Tabelle 8.

$$X_k(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \epsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)} \quad (3)$$

mit

$$k_e = \frac{\left[1 - \left(\frac{RH_{real}}{100} \right)^{f_e} \right]^{g_e}}{\left[1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100} \right)^{f_e} \right]^{g_e}} \quad (4)$$

$$k_c = a_c \cdot t_c^{b_c} \quad (5)$$

und

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(\rho_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2}} \quad (6)$$

Im Fall einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ist der hier festgelegte Grenzzustand erreicht, wenn der passivierende Schutz des Bewehrungsstahls aufgehoben wird (Depassivierungzeitpunkt). Bei diesem Grenzzustand ist die Karbonatisierungstiefe $X_k(t)$ zum Zeitpunkt $t = t_g$ gleich der Tiefe der Betondeckung d_c , siehe Gleichung (7):

$$X_k(t = t_g) = d_c \quad (7)$$

Zu berechnen ist gemäß obiger Definition die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, an dem der zuvor definierte Grenzzustand erreicht wird. Das Erreichen des Grenzzustands nach Gleichung (7) wird als „Versagen“ eingestuft. In diesem Zusammenhang handelt es sich nicht um ein tatsächliches Versagen der Konstruktion, sondern um einen ungewollten Bauteilzustand, der vor dem Hintergrund ökonomischer Randbedingungen zu vermeiden ist.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f (hier: Depassivierungswahrscheinlichkeit) für den ungewollten Bauteilzustand „Karbonatisie-

rungsfront erreicht die Bewehrung“ erfolgt mit der nachfolgend aufgeführten Gleichung (8):

$$P_f(t) = P \{d_c - X_k(t) < 0\} \leq P_{Ziel} \quad (8)$$

Dabei ist P_{Ziel} die Zielversagenswahrscheinlichkeit (auch „zulässige Versagenswahrscheinlichkeit“ genannt), die im Rahmen einer Zuverlässigkeitsbetrachtung unter Verwendung des Zuverlässigkeitsindex β nicht überschritten werden sollte. Die Zielversagenswahrscheinlichkeit ist immer $P_{Ziel} > 0$, da die Leistungsfähigkeit des Materials (Widerstand) begrenzt ist und der Kostenaufwand zur Erstellung eines dauerhaften Bauwerks in einem gesunden Verhältnis zum Nutzen stehen muss.

Die (statistisch) zu quantifizierenden Parameter des Schädigungs-Zeit-Gesetzes nach Gleichung (3), (4), (5), (6) und (7) sind in der Tabelle 8 aufgeführt.

Tab. 8: Modellparameter und ihre Bedeutung [7] (modifiziert)

Variable	Bedeutung / Bezug
k_e RH_{real} RH_{ref} g_e f_e	Parameter zur Berücksichtigung der Feuchtigkeit im Beton
k_c b_c a_c t_c k_t $R_{ACC,0}^{-1}$ ϵ_t	Parameter zur Berücksichtigung des Materialwiderstandes (Diffusionskoeffizient) und der Testmethoden
C_s	Parameter zur Berücksichtigung der Umwelteinwirkung (CO_2)
t, t_0	Beanspruchungsdauer und Referenzzeit
$W(t)$ ToW b_w ρ_{SR}	Parameter zur Berücksichtigung der Betondurchfeuchtung infolge von Regenereignissen
d_c	Betondeckung

Diejenigen Eingangsparameter der Grenzzustandsfunktion, die mit ihren statistischen Merkmalen berücksichtigt werden, sind so genannte Basisvariablen. Im Vorfeld der Lebensdauerbemessung müssen diese statistischen Kenngrößen in Form von Mittelwert, Standardabweichung und die Art der Verteilungs- bzw. Dichtefunktion anhand von Planungsunterlagen und im Rahmen von Materialprüfungen ermittelt werden.

Für das nachfolgende Bemessungsbeispiel wird die Planungsgröße der Nutzungsdauer des Bauwerks mit $t = 100$ Jahren angenommen. Der Zielwert

des Zuverlässigkeitsindex β wird gemäß Tabelle 6 mit $\beta = 1,7$ festgelegt und entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit P_{Ziel} von etwa 4,5 %. Die Ermittlung der Modellparameter erfolgte auf der Basis von Angaben aus entsprechender Fachliteratur [7, 22, 23].

Der für die Tunnelinnenwand und -decke zu projektierende Beton soll der Festigkeitsklasse C30/37 genügen. Hierzu wird ein Portlandzement CEM I 42,5 R mit einem Zementgehalt von $z = 320 \text{ kg/m}^3$ gewählt. Der Wasserzementwert beträgt 0,50. Eine dreitägige Nachbehandlung des Betons wird vorausgesetzt. Die projektierte Betondeckung soll im Mittel 55 mm betragen, mit einer Standardabweichung von maximal 8 mm.

Die nachfolgend durchgeführten und dargestellten Zuverlässigkeitsanalysen wurden mit der Software STRUREL durchgeführt [39].

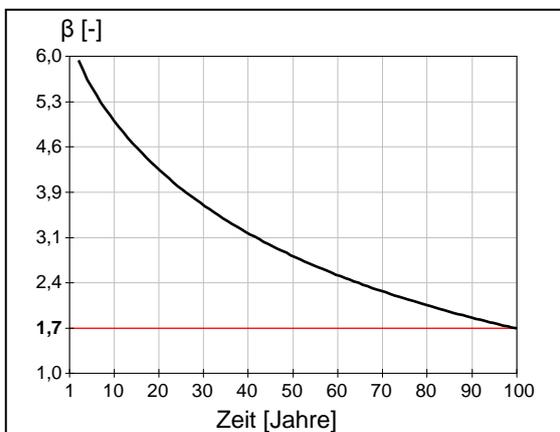


Abb. 4: Zeitabhängiger Verlauf der grenzzustandsbezogenen Bauteilzuverlässigkeit für den Beanspruchungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion

Das Diagramm in Abbildung 4 zeigt, dass der geforderte Zuverlässigkeitsindex $\beta = 1,7$ am Ende der geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren eingehalten wird. Somit kann am Ende der Bauteillebensdauer von einer berechneten maximalen Depassivierungswahrscheinlichkeit im Bereich der Bewehrung von nicht mehr als etwa 4,5 % ausgegangen werden.

3.2.2 Anpassung der Zuverlässigkeitsdaten

Im Rahmen eines ganzheitlichen Lebenszyklusmanagements ist die Durchführung von Qualitätssicherungsmaßnahmen unerlässlich. Somit ist die Überprüfung der in der Planung vorgegebenen konstruktiven und betontechnologischen Maßnahmen zur Sicherstellung der geforderten Dauerhaftigkeit des betrachteten Bauteils bzw. Bauwerksbereiches ein wesentlicher Bestandteil einer umfassenden Lebenszyklusanalyse [40, 41]. Hierzu sind die zu ermittelnden Kenngrößen, die kurz nach der Erstellung des Bauteils meist mit zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden gewonnen werden können, in die

ursprüngliche Lebensdauerbemessung aufzunehmen. Anschließend kann auf der Basis dieser neuen Berechnungsparameter die anfängliche Zuverlässigkeitsanalyse im Rahmen eines so genannten „Zuverlässigkeits-Updates“ verbessert werden [42].

Besonders die Betondeckung von Stahlbetonbauteilen unterliegt vielfältigen materialbedingten und fertigungstechnischen Einflüssen. Diese sind u. a.

- Qualität und Art der Abstandhalter;
- Qualität und Art der Schalung;
- Einbauzustand des Bewehrungsgeflechts;
- Einbringen und Verdichten des Betons.

Aus den oben genannten Gründen wird im Folgenden eine Analyse der Ausführungsqualität der Betondeckung der projektierten Tunnelinnenschale und -decke vorgenommen, um hierbei die Methodik des Zuverlässigkeits-Updateings aufzuzeigen. Hierzu wird im Rahmen einer Parameterstudie einerseits der Mittelwert der Betondeckung d_c variiert und andererseits die Streuungen der Betondeckung eingehender betrachtet, siehe Tabelle 9.

Tab. 9: Parameterstudie zur Betondeckung d_c

Parameterstudie	Mittelwert \bar{x} [mm]	Standardabweichung s [mm]	Zuverlässigkeitsindex β [-]	Versagenswahrscheinlichkeit P_f [%]
A	55	8	1,709	ca. 4,5
B	55	16	1,246	ca. 11
C	45	8	1,029	ca. 15
D	50	12	1,170	ca. 12

Der relative Einfluss der statistischen Kenngröße „Betondeckung d_c “ auf die grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit ist aus Abbildung 5 ersichtlich. Die Auswirkung auf die zeitabhängige Zuverlässigkeit des Bauteils ist in Abbildung 5 anhand der unterschiedlichen Kurven A, B, C und D zu erkennen.

Aus den Ergebnissen der probabilistischen Analysen wird sehr schnell erkennbar, ob ein geplantes Betonbauteil die ihm zugesprochenen dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften innerhalb des festgelegten Nutzungszeitraumes mit der geforderten Zuverlässigkeit erfüllt.

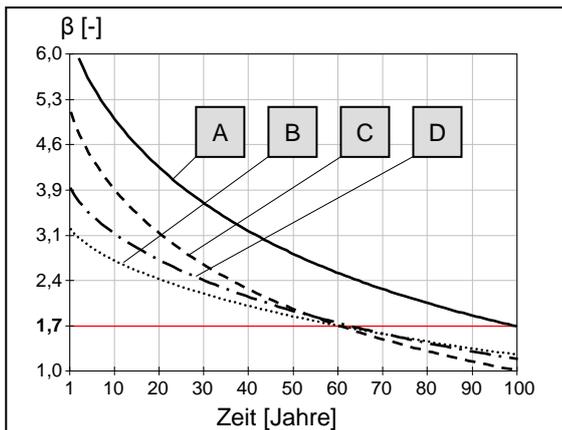


Abb. 5: Parameterstudie zur Betondeckung d_c beim Beanspruchungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion

Die Folgen der Abweichungen von der projektierten Betondeckung (Fall A ist der projektierte Zustand, also der Bemessungszustand) auf die Zuverlässigkeitsanalyse werden im Nachfolgenden kurz erläutert.

Bei der Betrachtung des Fall B wird angenommen, dass bei der Herstellung des Betons die geforderte Größe der Betondeckung zwar eingehalten wird, jedoch die Maßhaltigkeit der Betondeckung d_c eine geringe Qualität aufweist, d. h. eine relativ große Streuung der Betondeckung d_c ist vorhanden ($s = 16$ mm statt $s = 8$ mm). In Bezug auf die Zuverlässigkeitsanalyse ist mehr als eine Verdopplung der Depassivierungswahrscheinlichkeit zum Zeitpunkt $t = 100$ Jahre zu erwarten, siehe Tabelle 9. Anders betrachtet bedeutet dieses Ergebnis, dass das vorgegebene Sicherheitsniveau bereits nach rd. 60 Jahren Nutzungsdauer unterschritten wird. Um das Sicherheitsniveau dennoch zu halten, müssten Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Beim Fall C ist bei der Betonherstellung die geforderte Betondeckung d_c versehentlich zu gering ausgeführt worden ($\bar{x} = 45$ mm statt $\bar{x} = 55$ mm), wobei die Maßhaltigkeit dieser zu gering ausgeführten Betondeckung eine gleich bleibend gute Qualität aufweist, d. h. eine relativ geringe Streuung der Betondeckung d_c ist vorhanden. Bei dieser Variante tritt ca. eine Verdreifachung der maximal zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit zum Ende der Bauteillebensdauer ein, siehe Tabelle 9.

Der Fall D zeigt entsprechende Auswirkungen auf die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit P_f , wenn bei dem Einbau der Bewehrung der projektierte Mittelwert der Betondeckung unterschritten wird ($\bar{x} = 50$ mm) und zusätzlich die erlaubten Streuungen überschritten werden ($s = 12$ mm). Bei diesem, für die Praxis nicht ungewöhnlichen Fall ist nahezu mit einer Verdreifachung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit am Ende der Nutzungsdauer zu rechnen. Hinsichtlich der Notwendigkeit und des

Zeitpunktes von Instandsetzungsmaßnahmen gilt das oben Gesagte.

Zu diesem Berechnungsbeispiel ist abschließend zu bemerken, dass selbst geringe Abweichungen der maßgebenden Modellparameter bzw. Basisvariablen einen entscheidenden Einfluss auf die Prognose der Bauteillebensdauer ausüben. Somit ist der Ermittlung bzw. Überprüfung der maßgebenden Modellparameter in der Planungsphase und später am Bauwerk eine erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen.

3.2.3 Bayessches Updating

Die Anwendung probabilistischer Methoden zur Lebensdauerbemessung von Betonbauteilen ermöglicht Antworten auf zwei wichtige Fragestellungen:

1. Wie kann die Lebensdauerprognose für ein auf Dauerhaftigkeit bemessenes Bauwerk, das sich im Nutzungsstadium befindet, präzisiert werden?
2. Wie kann eine Restlebensdauerabschätzung eines bereits bestehenden Bauwerks durchgeführt werden?

Zur Beantwortung dieser Fragen werden weitere probabilistische Analysen notwendig. Hierzu müssen zusätzliche Messdaten zur Aktualisierung der Parameter der Grenzzustandsfunktion herangezogen werden. Diese Messdaten werden üblicherweise im Zuge von Bauwerksinspektionen oder durch Monitoring gewonnen [7, 20]. Sie werden innerhalb einer weiteren Grenzzustandsfunktion als bedingte Wahrscheinlichkeit in das Programm SYSREL [39] implementiert. Die prinzipielle Vorgehensweise der Aktualisierung einer Lebensdauerprognose bei Betonbauwerken wird anhand eines weiteren Berechnungsbeispiels zum Fall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion nachfolgend kurz aufgezeigt.

Durch den Vergleich der im Vorfeld der Bauausführung berechneten Karbonatisierungstiefe $X_k(t)_{\text{rech}}$ mit der am Bauwerk zu einem späteren Zeitpunkt ermittelten tatsächlichen Karbonatisierungstiefe $X_k(t)_{\text{vorh}}$ kann eine verbesserte Prognose für den zu erwartenden Schädigungsverlauf erfolgen. Hierdurch wird eine Aktualisierung der bisherigen Lebensdauerprognose erreicht.

Die Tabelle 10 zeigt ein Beispiel für die an einer Tunnelwand zum Untersuchungszeitpunkt $t = 30$ Jahre ermittelten Modellparameter der Grenzzustandsfunktion für den Schädigungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion.

Tab. 10: Parameter zur Aktualisierung der Lebensdauerprognose

Parameter	Dimension	\bar{x}	s	VF
$X_k(t)_{,rech}$	[mm]	22,8 ^{*)}	-	-
$X_k(t)_{,vorh}$	[mm]	15,5	4,5	Lognormalverteilung
$t_{bauinsp}$	[Jahre]	30	-	Konstant

^{*)} Berechnung auf Mittelwertbasis (Gleichung (3)) mit Excel.

Die am Bauwerk gewonnenen Inspektionsdaten werden zur Aktualisierung der Parameter des Schädigungsmodells bzw. der Grenzzustandsfunktion (siehe Gleichung (8)) genutzt.

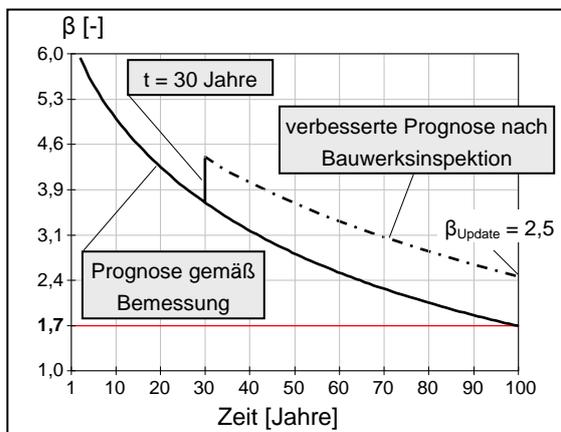


Abb. 6: Bayessches Updating beim Beanspruchungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion

Durch die Aktualisierung der Parameter des Schädigungs-Zeit-Gesetzes bzw. der Grenzzustandsfunktion wird eine Präzisierung der früher durchgeführten Prognose erzielt. Diese Präzisierung verdeutlicht die Abbildung 6 (strichpunktierte Linie). Durch die Berücksichtigung der Inspektionsdaten zum Untersuchungszeitpunkt $t = 30$ Jahren konnte die Zuverlässigkeit des betrachteten Betonbauteils zum Zeitpunkt $t = 100$ Jahre von $\beta = 1,7$ auf $\beta_{Update} \approx 2,5$ korrigiert werden. Dies bedeutet eine deutliche Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f \approx 4,5 \%$ auf $P_{f, Update} \approx 0,7 \%$. Ungünstiger fällt das Ergebnis eines Bayesschen Updateings aus, wenn der zum Inspektionszeitpunkt ermittelte Schaden bereits größer als der berechnete ist. Dann liegt der Zeitpunkt, zu dem das vorgegebene Sicherheitsniveau erreicht ist, möglicherweise weit unter 100 Jahren. Rechtzeitige Instandsetzungsmaßnahmen sind dann angezeigt.

Die hier beispielhaft für den Fall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion durchgeführten Berechnungen können in analoger Weise auch

für die Betonschädigung infolge eines Frostangriffs oder einer Chloridbeaufschlagung erfolgen.

4 Lebensdauerprognose von Bauwerken

4.1 Allgemeines

Die bisherigen Zuverlässigkeitsbetrachtungen bezogen sich auf Bauteile, also auf einzelne Elemente eines Bauwerks. Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit eines gesamten Bauwerks bzw. Systems sind weitere Arbeitsschritte notwendig, siehe Tabelle 11.

Tab. 11: Elemente einer Risikoanalyse [43]

I	Durchführung einer Systemanalyse: <ul style="list-style-type: none"> • Systembeschreibung • Ausfalleffektanalyse • Fehlerbaumanalyse
II	Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten der Systemelemente und Analyse des Systemversagens
III	Quantifizierung des Risikos

Nachdem die Zustandsentwicklung der einzelnen Bauteile unter den maßgebenden Einwirkungen zunächst losgelöst vom Gesamtsystem prognostiziert wurde, müssen zur Abschätzung der Restlebensdauer eines komplexen Gesamtbauwerks die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bauteilen sowie die Bedeutung der Bauteile für das Gesamtsystem erfasst werden. Ein wesentlicher Gesichtspunkt bei der Untersuchung der Bauwerkszuverlässigkeit ist die Beurteilung des möglichen Versagens der einzelnen Bauteile in Verbindung mit den dazugehörigen Schadensfolgen. Die Lösung dieser Problemstellung ist Gegenstand einer Risikoanalyse. Die wesentlichen Elemente einer Risikoanalyse gemäß Tabelle 11 werden nachstehend kurz aufgezeigt.

4.2 Systemanalyse

Die Systemanalyse untersucht das Zusammenwirken der Systemkomponenten untereinander. Zur Systemanalyse gehören die Systembeschreibung, die Ausfalleffektanalyse und die Fehlerbaumanalyse, die nachfolgend kurz erläutert werden.

4.2.1 Systembeschreibung

Zunächst muss im Zuge einer Systembeschreibung die tabellarische Auflistung und grafische Darstellung („Zerlegung“) der wesentlichen Systemelemente eines Bauwerks durchgeführt werden. Die Darstellung in Abbildung 7 zeigt eine sinnvolle Untergliederung des Systems „Tunnel“ in seine wichtigsten Systemelemente (Bauteile) bzw. Bauteilbereiche, die einer entsprechenden dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchung ausgesetzt sind.

Den Systemelementen a, b und c nach Abbildung 7 sind die jeweiligen maßgebenden dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen bzw. Betonschädigungen zuzuordnen, siehe Tabelle 12.

Tab. 12: Zuordnung der am Bauwerk identifizierten maßgebenden Beanspruchungen bzw. Schäden zum entsprechenden Bauteil- bzw. Bauteilbereich

Element / Bauteilbereich	Maßgebende Beanspruchung bzw. Schädigungsart
a)	<ul style="list-style-type: none"> - Karbonatisierung - Chloride (Sprühnebel)
b)	<ul style="list-style-type: none"> - Karbonatisierung - Frostbeanspruchung - Chloride (Spritzwasser/Sprühnebel)
c)	<ul style="list-style-type: none"> - Frostbeanspruchung - Chloride (Tauwasser, Spritzwasser)

Der erforderliche Detaillierungsgrad der Systembeschreibung hängt u. a. von der Beanspruchung bzw. Schädigung einzelner Systemelemente ab und kann auch bei großen Bauwerken oftmals vergleichsweise einfach gewählt werden.

4.2.2 Ausfalleffektanalyse

Das Bauwerk als System besteht aus einer Vielzahl von Systemelementen, die miteinander in einer funktionalen Beziehung stehen.

Das jeweilige (planmäßige oder unplanmäßige) Zusammenwirken der einzelnen Systemelemente entscheidet über die Funktionsfähigkeit des Bauwerks.

Abhängig von der Art und Weise der funktionalen Verbindung der Systemelemente kann ein vereinzelt oder kombiniertes Versagen der Elemente zum Systemversagen bzw. zum Versagen bestimmter Systembereiche führen. Um sich über diesen Sachverhalt Klarheit zu verschaffen, muss im nächsten Schritt der Systemanalyse eine Ausfalleffektanalyse durchgeführt werden, siehe Abbildung 8.

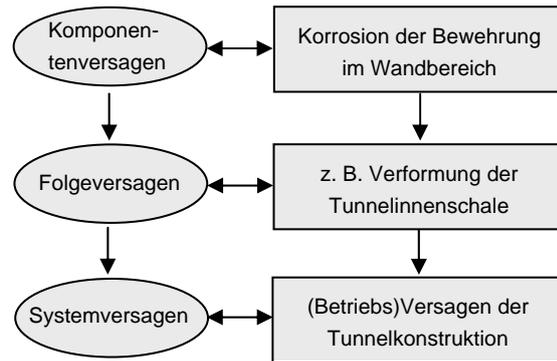


Abb. 8: Schema einer Ausfalleffektanalyse [43] (modifiziert)

Das wesentliche Ziel der Ausfalleffektanalyse ist die Untersuchung des Systemverhaltens beim Versagen einzelner Systemelemente, d. h. die Untersuchung der Auswirkungen möglicher Versagensmechanismen.

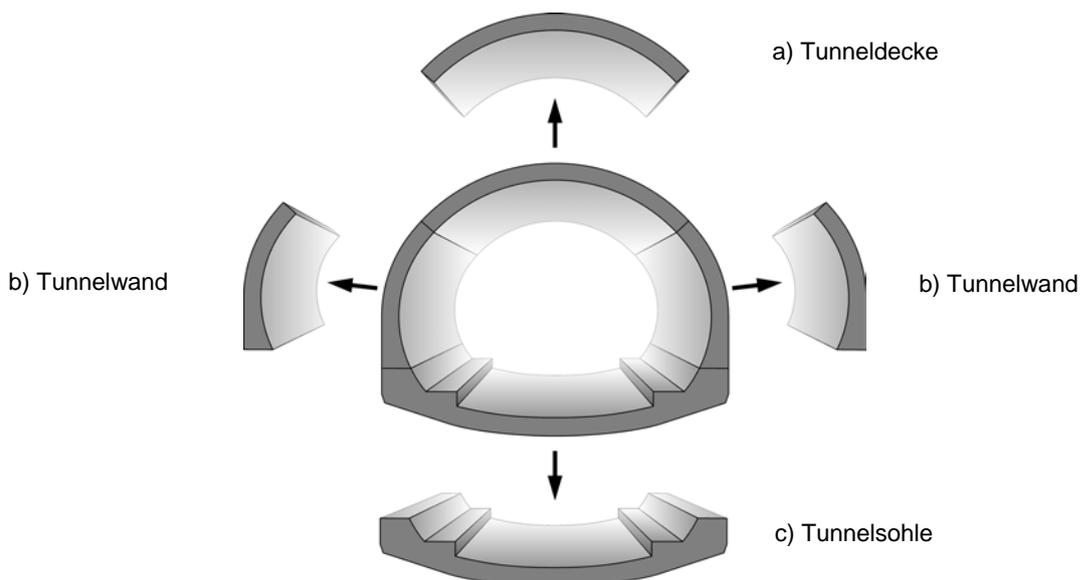


Abb. 7: Prinzip der Zergliederung eines Tunnelbauwerks bzw. Abgrenzung der beanspruchten Bauteilbereiche

4.2.3 Fehlerbaumanalyse

Der Zweck einer Fehlerbaumanalyse liegt in der systematischen, deduktiven Identifikation aller möglichen Ursachen, die zu dem unerwünschten Ereignis führen, siehe Abbildung 9. Die Fehlerbaumanalyse stellt bereits einen wesentlichen Baustein zur Ermittlung des Gesamtversagens des Systems dar.

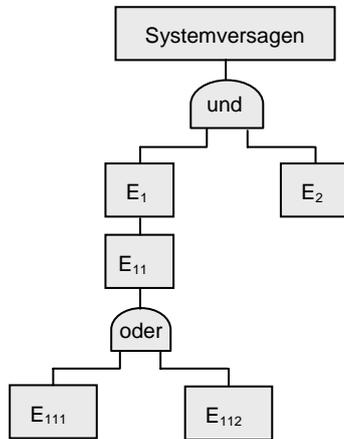


Abb. 9: Schema einer Fehlerbaumanalyse (E_i = Ereignis i) [43]

Nach Plate [26] ist ein System „eine Anordnung von Elementen, die zusammenwirkend eine bestimmte Aufgabe erfüllen, und die miteinander in irgendeiner Weise verknüpft sind“. Innerhalb der Verknüpfung der Systemelemente wird grundsätzlich zwischen zwei Elementaranordnungen – dem Seriensystem und dem Parallelsystem – unterschieden. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems liegt in den nachfolgend aufgeführten Grenzen, siehe Rechenvorschrift (9).

$$\max [P_{fi}] \leq P_{f, \text{Serie}} \leq 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{fi}) < \sum_{i=1}^n P_{fi} \quad (9)$$

Mit der Rechenvorschrift (10) kann die obere und untere Grenze der Versagenswahrscheinlichkeit für Parallelsysteme ermittelt werden:

$$\prod_{i=1}^n P_{fi} \leq P_{f, \text{Parallel}} \leq \min [P_{fi}] \quad (10)$$

Darin sind P_{f, Serie} bzw. P_{f, Parallel} die Versagenswahrscheinlichkeiten des Serien- bzw. Parallelsystems und P_{fi} die Versagenswahrscheinlichkeiten der entsprechenden Systemelemente [44].

4.3 Systemversagen am Beispiel eines Tunnelportals

Wie oben bereits erwähnt, sind Tunnelbauwerke verschiedenen dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen ausgesetzt, die u. U. zu vorzeitigen und somit unplanmäßigen und oftmals kostenintensiven Instandsetzungsmaßnahmen führen können, vgl. Tabelle 7. Daher ist eine umfassende Analyse der

gesamten Tunnelkonstruktion hinsichtlich der realitätsnahen Einschätzung ihrer Dauerhaftigkeit von großer volkswirtschaftlicher Bedeutung. Nachfolgend wird die Methodik der Risikoanalyse exemplarisch am Fallbeispiel eines Tunnelportals aufgezeigt.

4.3.1 Versagenswahrscheinlichkeiten infolge kombinierter dauerhaftigkeitsrelevanter Beanspruchungen

Die Zuverlässigkeitsanalysen in Bezug auf die Bauteile bzw. Bauteilbereiche Sohle, Tunnelwand und -decke werden hier für den Fall der karbonatisierungs- und chloridinduzierten Bewehrungskorrosion mit dem DARTS- bzw. DuraCrete-Modell nach [7, 22, 23] und für die Schädigungsart der Frostbeanspruchung mit dem Modell nach Vesikari [45] durchgeführt. Die Planungsgröße der Nutzungsdauer des Tunnels wird mit t = 100 Jahren angenommen. Der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex wird mit β = 1,7 festgelegt. Die notwendigen Angaben zu den Modellparametern wurden der Fachliteratur [7, 22, 23, 45] entnommen.

Tab. 13: Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen (Karbonatisierung – Chloride – Frost)

Beanspruchungsart	Bauteilbereich	Grenzzustand	Zuverlässigkeitsindex β zum Zeitpunkt t = 100 Jahre
Chloride	Tunnelsohle	krit. korrosionsauslösender Chloridgehalt an der Bewehrung	1,677
Frost	Tunnelwand	2/3 der Betonüberdeckung ist abgewittert	1,744
Karbonatisierung	Tunneldecke	Karbonatisierungsfrente erreicht die Bewehrung	1,709

Die Tabelle 13 zeigt die Ergebnisse der Analysen für die dauerhaftigkeitsrelevanten Betonbeanspruchungen infolge Karbonatisierung, Chloridbeaufschlagung und Frostangriff. Entsprechend den Einwirkungen sind die beanspruchten Bereiche der Tunnelkonstruktion (Sohle, Wand- und Deckenbereich) so bemessen, dass sie für die jeweilige dauerhaftigkeitsrelevante Beanspruchung eine ausreichende Dauerhaftigkeit für den Nutzungszeitraum von 100 Jahren aufweisen (stets β ≈ 1,7).

4.3.2 Analyse des Systemversagens

Neben der Zustandsbeurteilung des Tunnelportals hinsichtlich der einzelnen dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen ist auch das Zusammenwirken der identifizierten Beanspruchungen zu analysieren.

Damit wird es möglich, die Auswirkungen kombinierter Umweltbeanspruchungen auf das Bauwerk (System) realitätsnah beurteilen zu können.

Im Nachfolgenden wird beispielhaft die Ermittlung der Systemzuverlässigkeit für die Kombination der dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen chloridinduzierte Bewehrungskorrosion (Sohle), Frostbeanspruchung (Tunnelwand) und karbonatisierung-sinduzierte Bewehrungskorrosion (Tunneldecke) aufgezeigt. Die Abbildung 10 veranschaulicht die Zuordnung der jeweiligen Schädigungsarten zu den entsprechenden Bauteilen (Systemelementen).

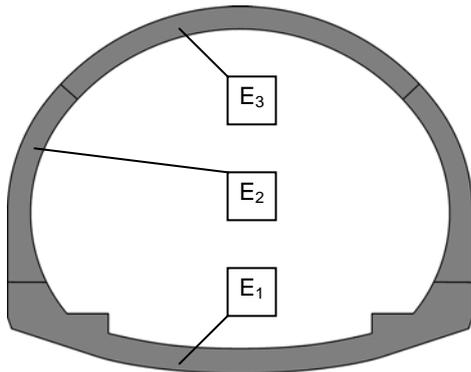


Abb. 10: Bereiche der Tunnelschale als Systemelemente dargestellt; E₁: Sohle; E₂: Tunnelwand; E₃: Tunneldecke

Bei diesem Beispiel wird angenommen, dass die Systemelemente zu einem Seriensystem „zusammengeschaltet“ sind, ohne die genauen Abhängigkeiten zwischen den Elementen zu kennen, so dass die Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{Serie}}$ für das System „Tunnelportal“ innerhalb der elementaren Grenzen gemäß Rechenvorschrift (9) ermittelt werden muss. Für diesen Fall tritt ein Bauwerksversagen (Betriebsversagen) dann ein, wenn Element 1 oder Element 2 oder Element 3 versagt, siehe Abbildung 11.

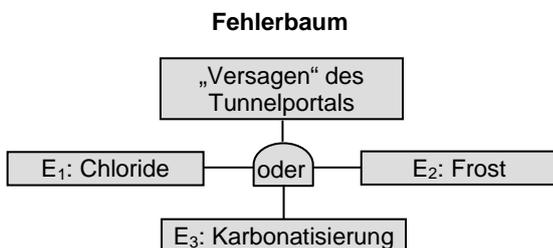


Abb. 11: Fehlerbaum für den Fall der Modellierung eines Seriensystems

Für die oben getroffene Annahme einer kombinierten Beanspruchung aus Chloride, Frost und Karbonatisierung für die Systemelemente Sohle, Tunnelwand sowie Decke ist dann die grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeit für das modellierte Seriensystem innerhalb der elementaren Schranken

zu berechnen. Das Berechnungsergebnis ist in Abbildung 12 dargestellt.

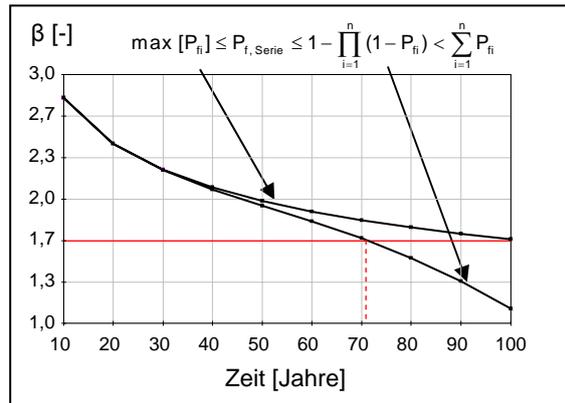


Abb. 12: Systemversagen für das modellierte Seriensystem „Tunnelportal“

Die Analyse der Systemzuverlässigkeit zeigt, dass bei kombinierter dauerhaftigkeitsrelevanter Beanspruchung des Tunnelportals bereits ab etwa 70 Jahren Betriebsdauer dauerhaftigkeitsrelevante Schäden einstellen könnten, falls sich die Annahme einer vollständigen Abhängigkeit der Systemelemente bestätigen würde. Bestehen keine Abhängigkeiten der Elemente untereinander, so ist der „schwächste“ Bauteilbereich (hier: Sohle mit Chloridbeaufschlagung als wesentliche Einwirkung) maßgebend für den Instandsetzungsbeginn.

Weitere Beispiele zur Modellierung von Systemen zur Berechnung der Bauwerkslebensdauer bzw. Restnutzungsdauer mittels probabilistischer Methoden können der Literatur [46, 47] zu entnommen werden.

4.4 Quantifizierung des Risikos

Die Ermittlung des Risikos bzw. des Gesamtrisikos R_{ges} eines ungewollten Ereignisses kann mit der nachfolgenden Gleichung (11) durchgeführt werden:

$$R_{\text{ges}} = \sum (P_i \cdot K_{vi}) \quad (11)$$

Darin ist P_i die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des Ereignisses i und K_{vi} sind die Schadenskosten für das Ereignis i . Unter Verwendung der Gleichung (11) ist eine Verknüpfung der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems bzw. der Systemelemente mit den zu erwartenden Schadenskosten möglich.

Abschließend sei festgestellt, dass weniger die quantitative Angabe des berechneten Risikos im Vordergrund einer Risikoanalyse steht, als vielmehr die Untersuchung und Bewertung bestimmter ungewollter Bauteilzustände. Die Durchführung und Auswertung einer Risikoanalyse gibt Aufschluss über nachfolgend aufgeführte Punkte zur Aufstellung einer optimalen Instandhaltungsstrategie:

- Identifikation der Bauwerkskomponenten bzw. -bereiche mit den größten zu erwartenden Versagenswahrscheinlichkeiten;
- Konzentration von Inspektions- bzw. Überwachungsmaßnahmen auf die identifizierten Schwachstellen am Bauwerk;
- Planung und Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen in Abhängigkeit von den zu erwartenden Schadensfolgen.

Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte kann eine kostenoptimierte Bauwerksunterhaltung – Einsatz von Finanzmitteln nur im erforderlichen, d. h. im berechneten und nachgewiesenen Umfang – realisiert werden.

5 Schlussbemerkungen

Ein umfassendes Lebenszyklusmanagement bei Betonkonstruktionen beinhaltet im Wesentlichen die Erfassung, Analyse und meist monetäre Quantifizierung und Bewertung aller Aufwendungen für die Errichtung, die Unterhaltung und ggf. für den Rückbau im Rahmen einer ganzheitlichen Betrachtung über die gesamte Lebens- bzw. Nutzungsdauer (Lebenszyklus). Einen wesentlichen Beitrag hierzu leistet die Dauerhaftigkeitsbemessung und Prognose der Zustandsentwicklung sowie die intervallmäßige Aktualisierung der Prognose mittels probabilistischer Methoden.

Der wesentliche Nutzen der in diesem Beitrag vorgestellten Werkzeuge und Methoden resultiert aus dem Sachverhalt, dass die Dauerhaftigkeit eines neu zu erstellenden Bauwerks aus Beton – im Gegensatz zur üblichen Dauerhaftigkeitsbemessung gemäß DIN 1045 – ingenieurmäßig „quantifiziert“ wird. Damit ist das voraussichtliche Ausmaß dauerhaftigkeitsrelevanter Schädigungen an einer Betonkonstruktion auf der Basis der zuvor festgelegten ungewollten Bauteilzustände und eines definierten Sicherheitsniveaus rechnerisch ermittelbar. Dies bedeutet, dass eine Konstruktion kostengünstig erstellt und vorzeitig eintretende Schäden vermieden werden können. Weiterhin kann der ohnehin erforderliche Unterhaltungsaufwand bei komplexen Betonbauwerken optimiert – in wirtschaftlichem Sinne minimiert – werden.

Bei bestehenden Infrastrukturbauwerken wird eine gesicherte Abschätzung und (wirtschaftliche) Bewertung von lebensdauererhöhenden Maßnahmen möglich. Da sich auf der geschaffenen Grundlage auch die langfristig anfallenden Unterhaltungskosten zutreffend abschätzen lassen, wird zudem eine wirtschaftliche Investitionsplanung in Bezug auf einen Neubau ermöglicht.

6 Literatur

- [1] Petryna, Y.: Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte im Stahlbetonbau – eine Herausforderung der Zeit. DAFStb-Forschungskolloquium, Beiträge zum 43. Forschungskolloquium an der Ruhr-Universität Bochum, 09./10. Oktober 2003, S. 5-14
- [2] Nüesch, R.: Life-Cycle-Management von Baustoffen und Bauwerken – ein Großforschungsthema. 6th International Conference on Material Science and Restoration, MSR-VI, Aedificatio Publishers, 2003
- [3] Schießl, P., Mayer, T. F.: Lebensdauermanagementsystem – Teilprojekt A2, Schlussberichte zur ersten Phase des DAFStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltiges Bauen mit Beton“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 572, 2007, S. 48-100
- [4] Frangopol, D. M., Neves, L. C.: Probabilistic Performance Prediction of Deteriorating Structures Under Different Maintenance Strategies. Condition, Safety and Cost. Life-Cycle Performance of Deteriorating Structures – Assessment, Design and Management. American Society of Civil Engineers, 2004
- [5] Sarja, A.: Predictive and Optimised Life Cycle Management – Buildings and Infrastructure. Taylor & Francis (2006), Nr. 1, S. 75-84
- [6] Müller, H. S., Vogel, M.: Sanierungskonzepte für Wasserbauwerke zur Verbesserung der Betriebssicherheit (Teilprojekt IV/4). Schlussbericht zum Verbundprojekt: Wolga-Rhein-Projekt: Deutsch-russisches Kooperationsprojekt zur Wassergüte- und Wassermengenbewirtschaftung an Wolga und Rhein. Auftraggeber: Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), Förderkennzeichen 02WT0096. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2004
- [7] Durable and Reliable Tunnel Structures (DARTS) – The Reports (CD Rom) CUR Gouda, May 2004, ISBN 90 3760 4838
- [8] Haardt, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 22, Bergisch Gladbach, 1999
- [9] Haardt, P.: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufe 1 und 2. Schlussbericht zum AP-Projekt 99 245, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2002
- [10] Kunz, C., Bödefeld, J.: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 83, 2001

- [11] Krätzig, W. B., Montag, U., Petryna, Y.: Schädigung, Dauerhaftigkeit und (Rest-) Nutzungsdauer von Tragwerken. In: Bauingenieur, Band 78, Springer Verlag, 2003, S. 553-561
- [12] Breitenbücher, R., Gehlen, C., Schießl, P., Van Den Hoonaard, J., Siemens, T.: Service Life Design for the Western Scheldt Tunnel. Durability of Building and Components 8, Volume One, NRC Research Press, 1999, S. 3-15
- [13] Model Code for Service Life Design. CEB-FIB, Bulletin 34, 2006
- [14] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001
- [15] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001
- [16] Grube, H., Kerkhoff, B.: Die neuen deutschen Betonnormen DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 als Grundlage für die Planung dauerhafter Bauwerke. In: beton (2001), Heft 3, S. 173-177
- [17] Meyer, L., Litzner, H.-U.: "Bemessung" auf Dauerhaftigkeit. In: Beton- und Stahlbetonbau (2003), Heft 10, Ernst & Sohn Verlag, S. 635-644
- [18] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1: 2000, Juli 2001
- [19] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Juli 2001
- [20] The European Union – Brite EuRam III: Design Framework. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R1, March 1997
- [21] The European Union – Brite EuRam III: Models for Environmental Actions on Concrete Structures. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R3, March 1999
- [22] The European Union – Brite EuRam III: Modelling of Degradation. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, December 1998
- [23] The European Union – Brite EuRam III: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R9, January 2000
- [24] The European Union – Brite EuRam III: General Guidelines for Durability Design and Redesign. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R15, February 2000
- [25] Hillemeier, B., Stenner, R., Flohrer, C., Polster, H., Buchenau, G.: Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken. In: Betonkalender 1999, Teil II, Ernst & Sohn Verlag, 1999, S. 595-720
- [26] Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn Verlag, 1993
- [27] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990: 2002, Oktober 2002
- [28] Raupach, M., Dauberschmidt, C.: Stahlbeton mit planmäßiger Nutzungsdauer von 100 Jahren. In: beton (2002), Heft 5, S. 236-240
- [29] Mähner, D.: Fehlermöglichkeiten beim Herstellungsprozess von Tunnelinnenschalen. In: Beton- und Stahlbetonbau (2007), Heft 1, S. 33-43
- [30] Rostam, S., Edvardsen, C.: Optimal Design of Tunnels – Experience from and for Practice. Safe & Reliable Tunnels, Innovative European Achievements, Second International Symposium, Lausanne 2006
- [31] Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Model Code, Part I: Basis of Design, 2001
- [32] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. Bericht zum Forschungsvorhaben T 2847, Fraunhofer IRB Verlag, 1999
- [33] Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Birkhäuser Verlag, 2001
- [34] Jungwirth, D., Beyer, E., Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke. Beton Verlag, 1986
- [35] Ungericht, H., Hunkeler, F., Böhni, H.: Wasserhaushalt und Chlorideintrag. In: Beton. Beton- und Stahlbetonbau (2005), Heft 8, S. 720-722
- [36] ZTV-ING – Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Teil 3: Massivbau, Abschnitt 1: Beton, Juli 2006
- [37] Bauteilkatalog – Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile nach der neuen Normengeneration. Verlag Bau + Technik, 2006
- [38] Expositionsklassen von Beton und besondere Betoneigenschaften – Zement-Merkblatt Betontechnik. Bauberatung Zement, 2003

- [39] RCP GmbH: STRUREL, A Structural Reliability Analysis Program System, (STATREL Manual 1999; COMREL & SYSREL Manual, 2003). RCP Consulting GmbH München
- [40] Bergmeister, K., Santa, U., Strauss, A.: Überwachung und Analyse der Lebensdauer von Tunnelbauwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 1, 2007, S. 24-32
- [41] Taffe, A., Gehlen, C.: Anwendung der Zuverlässigkeitsanalyse auf Messungen mit zerstörungsfreien Prüfverfahren am Beispiel der Tunnelinnenschalenprüfung. In: Beton- und Stahlbetonbau, 102, Heft 12, Ernst & Sohn Verlag, 2007, S. 812-824
- [42] Schneider, J.: Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke. In: Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 46, 1990, S. 1328-1332
- [43] Klingmüller, O., Bourgund, U.: Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Vieweg Verlag, 1992
- [44] Thoft-Christensen, P., Baker, M. J.: Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer Verlag, 1982
- [45] Sarja, A., Vesikari, E.: Durability Design of Concrete Structures. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL, 1996

[46] Vogel, M.: Bauwerksertüchtigung und Lebensdauerprognose im Wasserbau, In: 47. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton am 9. und 10. November 2006 an der Universität Karlsruhe (TH), 2006

[47] Müller, H. S., Vogel, M., Kotan, E.: Prognose der Zustandsentwicklung und Lebensdauer bestehender und neuer Bauwerke. In: VDI Jahrbuch 2008, Bautechnik, Verein Deutscher Ingenieure (Hrsg.), VDI Verlag GmbH, Düsseldorf, 2007, S. 254-274

7 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Dipl.-Ing. Michael Vogel

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Universität Karlsruhe (TH)

Gotthard-Franz Str. 3

76131 Karlsruhe

Bohrpfähle aus Beton

Robert Graf

Zusammenfassung

Die Normung für Bohrpfähle befindet sich zur Zeit im Umbruch. Seit Anfang 2008 ist die Bemessung und Ausführung nach dem alten Normenpaket nicht mehr zulässig. Im vorliegenden Beitrag soll zunächst ein Einblick in den derzeitigen Stand der Normung von Bohrpfählen gegeben werden. Durch die Umstellung der Normung ergeben sich in Bezug auf die Bemessung und Herstellung von Bohrpfählen Änderungen. Mit diesem Text wird keine vollständige Darlegung dieser Normungsänderungen angestrebt, es werden vielmehr Hinweise zu einigen wesentlichen Punkten gegeben. Anschließend wird eine Auswahl von Bohrverfahren zur Erstellung von Bohrpfählen beschrieben. Es wird auf das Anwendungsgebiet von Bohrpfählen als Pfahlwand eingegangen. Abschließend werden zwei Praxisbeispiele und deren Besonderheiten in Bezug auf die Bohrpfahlherstellung erläutert.

1 Normung von Bohrpfählen

1.1 Allgemeines

Zur Zeit befindet sich die Normung für Bohrpfähle im Umbruch; das bisherige Konzept der globalen Sicherheitsbeiwerte wird durch das Teilsicherheitskonzept abgelöst. Dies geht einher mit der Anpassung der nationalen an die europäische Normung.

Es gab bisher drei unterschiedliche Normenpakete, mit denen die Pfahlbemessung durchgeführt werden konnte: Die alte nationale Normung im globalen Sicherheitskonzept, die nationale Übergangslösung im Teilsicherheitskonzept und die europäische Normung im Teilsicherheitskonzept. Seit Anfang 2008 ist die Pfahlbemessung nach dem nationalen Sicherheitskonzept nicht mehr zulässig.

In der Abbildung 1 ist eine Zusammenstellung der verschiedenen Bemessungsmöglichkeiten und deren Geltungsdauer auf einer Zeitschiene dargestellt. Die Normenpakete dürfen nicht miteinander vermischt werden.

1.2 Das nationale globale Sicherheitskonzept

Bislang erfolgte die Bemessung von Pfählen und Pfahlgründungen gemäß der DIN 1054:1976-11. Ergänzend galt für Bohrpfähle die Herstellungsnorm DIN 4014:1990-03. Auch nach der bauaufsichtliche Einführung der DIN 1054:2005-01 war es weiterhin bis zum 31.12.2007 erlaubt, dieses Normenpaket anzuwenden.

1.3 Der Übergang vom nationalen globalen Sicherheitskonzept zum europäischen Teilsicherheitskonzept

Die DIN 1054:2005-01 wurde erarbeitet, um den Übergang von der nationalen Normung im globalen

Sicherheitskonzept zur europäischen Normung im Teilsicherheitskonzept zu bewältigen. Sie genügt dem Teilsicherheitskonzeptes des Eurocodes. Darüber hinaus enthält sie die speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren. Seit ihrer Einführung konnte bis Ende 2007 gewählt werden, ob die Bemessung und Berechnung von Pfählen nach alter oder neuer Normung durchgeführt wurde. Die bauaufsichtlich eingeführte DIN EN 1536:1999-06 dient in Zusammenhang mit dem DIN Fachbericht 129 als Herstellungsnorm für Bohrpfähle als Ergänzung der Bemessungsnorm DIN 1054:2005-01.

2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Nationales globales Sicherheitskonzept gültig bis zum 31.12.2007 DIN 1054:1976-11 DIN 4014:1990-03						
Übergang vom nationalen globalen Sicherheitskonzept zum europäischen Teilsicherheitskonzept gültig bis ~31.03.2010 DIN 1054:2005-01 DIN EN 1536:1999-06 DIN Fachbericht 129						
Europäisches Teilsicherheitskonzept DIN EN 1997-1 DIN EN 1997-1-NA-1 (Nationales Anwendungsdokument ~2007) DIN 1054 (als Ergänzungsnorm)						

Abb. 1: zeitliche Darstellung der Normung

1.4 Das europäische Teilsicherheitskonzept

Ziel ist es, zum 31.03.2010 alle nationalen Normen durch europäische Normen zu ersetzen. Hierfür ist es erforderlich, die oft allgemein gehaltenen europäischen Normen durch das Nationale Anwendungsdokument mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu erweitern. Dies ist insbesondere auch notwendig, um eine bauaufsichtliche Einführung zu erlangen.

Als Bemessungsnorm befindet sich die DIN EN 1997-1:2004-11 seit ihrer Erscheinung 2005 in der Kalibrierungsperiode, sie entspricht in den wichtigsten Festlegungen der DIN 1054:2005-01. Um für die europäische Normung eine bauaufsichtliche Einführung zu erlangen, sind einige Änderungen und Ergänzungen erforderlich, an denen zur Zeit gearbeitet wird.

Die DIN EN 1997-1:2004-11 soll durch einen Nationalen Anhang innerhalb einer Frist von 2 Jahren seit ihrem Erscheinen ergänzt werden. Die DIN 1054:2005-01 muss um Festlegungen, die der DIN EN 1997-1:2004-11 entsprechen oder ihr widersprechen, reduziert werden. Die übrigen Angaben, die die DIN 1054 über die DIN EN 1997-1 hinaus enthält, werden als eine den Eurocode ergänzende Norm zusammengefasst und herausgegeben werden.

2 Änderungen in der Bemessung von Bohrpfählen

2.1 Allgemeines

Bisher wurden Bohrpfahlgründungen gemäß dem globalen Teilsicherheitskonzept der DIN 1054:1976 in Verbindung mit den Angaben der DIN 4014:1990 bemessen. Durch die Umstellung der Normung gilt in Zukunft das Teilsicherheitskonzept.

Die Hinweise zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Pfählen befanden sich bisher in der DIN 4014:1976 und sind während der Übergangsphase in der neuen DIN 1054:2005 zu finden.

Zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit von Bohrpfählen muss als Grundlage für beide Bemessungskonzepte zuerst die Widerstands-Setzungslinie (WSL) bzw. bei Zugpfählen die Widerstands-Hebungslinie (WHL) durch Pfahlprobebelastungen, die Übertragung vergleichbarer Pfahlprobebelastungen oder durch Erfahrungswerte bestimmt werden. Als Grenzlast wird bei der WSL die Last definiert, unter der ein Druckpfahl merklich versinkt. Bei Großbohrpfählen wird diese Last erst bei sehr großen Setzungen erreicht. Deshalb wird häufig eine Grenzsetzung vorgegeben. Die dazugehörige Last aus der WSL wird dann als Grenzlast definiert.

2.2 Bemessung gemäß DIN 1054:1976-11 und DIN 4014:1990-03

Das bisherige Normenpaket vergleicht die ermittelte Belastung S_d mit dem Widerstand Q_d . Dieser setzt sich aus dem Quotienten von Grenzlasterlast Q_g und einem Sicherheitsbeiwert η zusammen. Der Sicherheitsbeiwert ist vom Lastfall, der Pfahlbelastungsart sowie der Anzahl der durchgeführten Pfahlprobebelastungen abhängig (siehe Abbildung 2).

2.3 Bemessung gemäß DIN 1054:2005-01 und DIN EN 1536:1999-06

DIN 1054:2005 definiert den Grenzzustand GZ 1B als Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen. Dieser Grenzzustand ist in Zusammenhang mit der Tragfähigkeit von Pfählen anzuwenden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1B tritt das Versagen bei den Pfahlwiderständen R_1 entweder durch den Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung (äußere Tragfähigkeit) oder durch den Tragfähigkeitsverlust des Pfahlmaterials (innere Tragfähigkeit) ein. Zusätzlich wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit GZ 2 mit Hilfe der Pfahlwiderstände R_2 geführt.

Für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit wird die Belastung der Bohrpfähle mit einem lastfallabhängigen Teilsicherheitsbeiwert multipliziert. Bei der Ermittlung des Widerstandes gehen neben dem Lastfall, der Pfahlbelastungsart und der Anzahl der durchgeführten Pfahlprobebelastungen auch ein Streuungsfaktor ξ und die Art des Pfahlsystems (weich oder starr) ein. Der Streuungsfaktor ξ wird eingeführt, um Pfahlherstellungseinflüsse sowie Baugrundunregelmäßigkeiten zu berücksichtigen. In Abbildung 3 ist das Ablaufschema zur Bemessung von Bohrpfählen nach neuer Normung dargestellt.

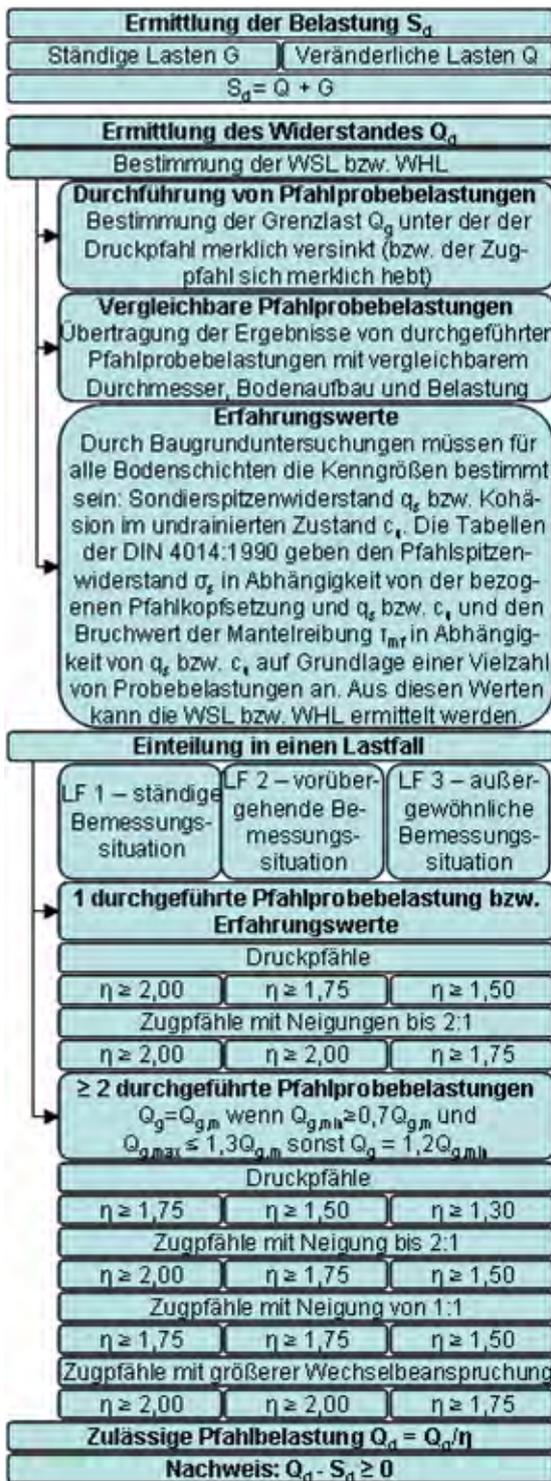


Abb. 2: Ablaufschema zur Bemessung von Bohrpfählen nach alter Normung

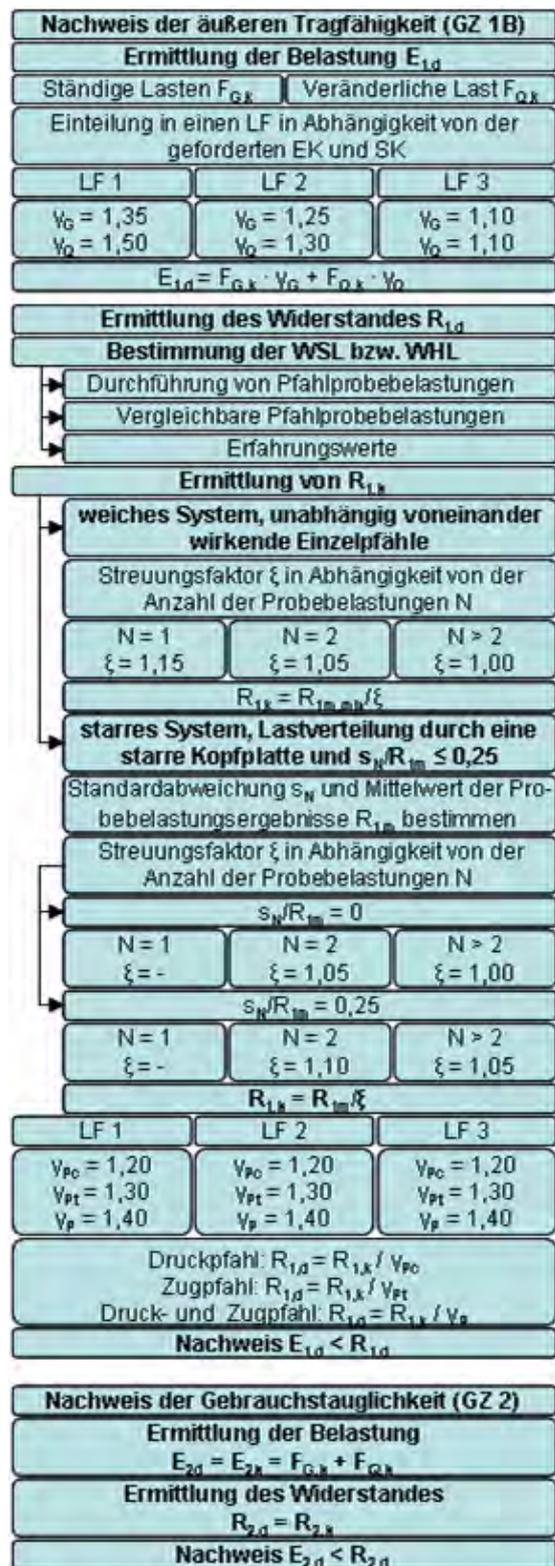


Abb. 3: Ablaufschema zur Bemessung von Bohrpfählen nach neuer Normung

3 Änderungen in den Herstellungsnormen von Bohrpfählen

3.1 Allgemeines

Im Zuge der Umstellung von der DIN 4014:1990 auf die DIN EN 1536:1999 wurden in Bezug auf die Herstellungsanforderungen von Bohrpfählen einige Änderungen und Ergänzungen eingeführt.

Die Anforderungen an den Beton und den Betonstahl und deren Einbau wurden bei Verwendung der alten Normung in der DIN 1045:1988-07 geregelt. Die Übergangsregelung bezieht sich in Verbindung mit dem DIN Fachbericht 129 auf die DIN 1045:2001-07. Die dort getroffenen Angaben werden durch die jeweiligen Herstellungsnormen ergänzt bzw. geändert.

Beide oben genannten Herstellungsnormen gelten für Bohrpfähle mit Durchmessern zwischen 0,30 m und 3,00 m und Pfahlneigungen, die nicht flacher als 4:1 sind.

3.2 Anforderungen an den Beton

3.2.1 Wahl der Betongüte

Die neue Normung lässt einen größeren Spielraum bezüglich der ausführungstechnischen und rechnerischen Betongüte zu.

Gemäß der DIN 4014:1990 musste für die Herstellung eines Bohrpfahles mindestens ein Beton der Festigkeitsklasse B 25 verwendet werden; eine höhere Festigkeitsklasse durfte rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden. Abweichend durfte für verrohrt hergestellte Pfähle mit einem Durchmesser von mindestens 0,75 m unter der Voraussetzung der ständigen Aufsichtsführung des Bauleiters eine höhere Festigkeitsklasse eingebaut und angesetzt werden.

Die DIN EN 1536:1999 lässt Festigkeitsklassen zwischen C 20/25 und C 30/37 zu. Falls es die Bemessung erfordert und die Baugrundverhältnisse und die Herstellung es ermöglichen, ist Beton mit höherer Festigkeit erlaubt.

Die unbewehrten Primärpfähle von überschrittenen Bohrpfahlwänden dürfen aus einem Beton mit einer Festigkeitsklasse geringer als B 25 (bzw. C 20/25) hergestellt werden.

3.2.2 Zusammensetzung des Betons

Die Auswahl des Betons erfolgt nach den Anforderungen des Leistungsverzeichnisses. Es sind zudem die Anforderungen des Baugrund- und Grundwassergutachtens zu beachten. Generell ist sowohl Baustellen- als auch Transportbeton zugelassen.

Für das Betonieren von Bohrpfählen hat der Frischbeton eine Reihe an Eigenschaften zu erfüllen. Er sollte eine ausreichende Verarbeitbarkeit und Fließfähigkeit während der gesamten Herstellungsdauer des Pfahles besitzen. Des Weiteren sollte er

über einen hohen Widerstand gegen Entmischungsneigung und eine hohe Plastizität mit einem guten Zusammenhalt verfügen (siehe [9]). Darüber hinaus sollte der Beton die Fähigkeit besitzen, sich selbst zu verdichten.

Die DIN 4014:1990 und die DIN EN 1536:1999 stellen nahezu die gleichen Ansprüche an den Beton. Die Anforderungen an den W/Z-Wert, den Zementgehalt und das Ausbreitmaß unterscheiden sich in den beiden Herstellungsnormen nur minimal. Tabelle 1 zeigt eine vergleichende Zusammenstellung der Anforderungen an die Eigenschaften des Pfahlbetons.

Darüber hinaus trifft die DIN EN 1536:1999 im Gegensatz zur DIN 4014:1990 Festlegung bezüglich des Absetzmaßes. In Abhängigkeit von der Art des Betons muss das Absetzmaß zwischen 130 und 180 mm liegen. Damit wird der Anforderung Rechnung getragen, dass sich der Beton nicht entmischen darf.

Tab. 1: Vergleich der Anforderungen an die Eigenschaften des Betons

	Einheit	DIN 4014:1990	DIN 1536:1999
Wasser-Zement-Wert	-	≤0,6	
Zementgehalt bei Zuschlaggemisch 0 – 16 mm	kg/m ³	≥400	-
Zementgehalt bei Zuschlaggemisch 0 – 32 mm	kg/m ³	≥350	-
Zementgehalt bei Einbringen des Betons im Trockenen	kg/m ³	-	≥325
Zementgehalt bei Einbringen des Betons unter Wasser	kg/m ³	-	≥375
Feinkornanteil bei einem Größtkorn d > 8 mm	kg/m ³	-	≥400
Feinkornanteil bei einem Größtkorn d ≤ 8 mm	kg/m ³	-	≥450
Ausbreitmaß (allgemein)	cm	50-60	-
Ausbreitmaß bei Betonieren in einer Tonsuspension	cm	55-60	57-63
Ausbreitmaß bei Betonieren im Trockenen	cm	46-53	
Verwendung von Pump- bzw. UW-Beton	cm	-	53-60

Gerade bei Großbohrpfählen ist es erforderlich, dass der Pfahlbeton über die gesamte Zeit des Betonierens fließfähig bleibt, da der zuerst eingebrachte Beton später den oberen Teil des Bohrpfahles bildet. Es ist zu vermeiden, dass sich der Beton in diesem Zeitraum entmischt. Gemäß Herstellungsnorm soll die fließfähige Konsistenz des Betons entgegen der DIN 1045 ohne die Zugabe eines Fließmittels erreicht werden. Außerdem ist die Verwendung von

Innenrüttlern bei Unterwasserbeton nicht zulässig, um die Gefahr der Betonentmischung zu unterbinden.

3.2.3 Wahl der Zuschläge

Die DIN 4014:1990 schreibt vor, dass die Kornzusammensetzung des Betonzuschlags im günstigen Bereich nach DIN 1045 liegen soll. Bei bewehrten Bohrpfählen unter 0,40 m Durchmesser darf für bewehrte Bohrpfähle das Größtkorn des Zuschlags 16 mm nicht überschreiten.

Gemäß DIN EN 1536:1999 darf das Größtkorn der Zuschläge 32 mm oder $\frac{1}{4}$ des lichten Abstandes der Längsbewehrungsstäbe in Umfangsrichtung nicht überschreiten. Der kleinere Wert ist maßgebend.

3.2.4 Bluten des Pfahlbetons

Das Bluten des Pfahlbetons stellt eine Gefahr für die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Pfahles dar. Ein zu geringer Mehlkornanteil, ein zu großes Ausbreitmaß und eine ungünstig gewählte Sieblinie des Zuschlaggemisches erhöhen die Neigung des Betons zum Bluten.

Als Folge des Blutens entstehen im Bohrpfahl drei Bereiche unterschiedener Konsistenz und Tragfähigkeit (siehe Abbildung 4 in Anlehnung an [9]).

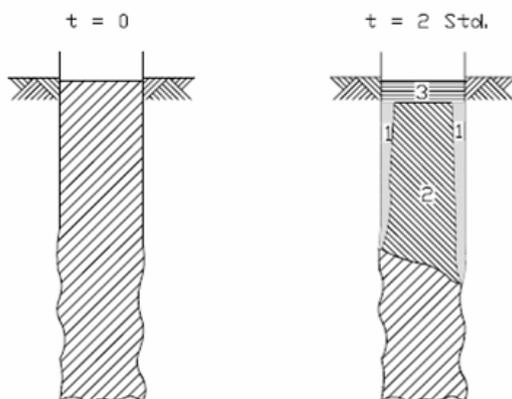


Abb. 4: Ausbildung unterschiedlicher Konsistenzbereich im Bohrpfahl durch Bluten des Pfahlbetons

Der Bereich 1 umfasst die Bohrlochwandung und kann sich auch bis zur außenliegenden Bewehrung erstrecken. Hier sind der Zementgehalt, der Wassergehalt sowie der Mehlkorngehalt vermindert. Der Beton hat zur Folge eine Konsistenz der Klasse KS (steif).

Der Bereich 2 stellt den inneren Bereich des Pfahles dar. Hier herrscht ebenfalls ein verminderter Wassergehalt, während der Zementgehalt etwa gleich bleibt. Der Beton entspricht etwa einem KP-Beton (plastisch).

Der Bereich 3 bildet den oberen Abschluss des Bohrpfahles. Zwangsläufig bildet sich hier eine sehr wasserreiche Mischung aus Zement und Mehlkorn.

Beim Ziehen der Verrohrung besteht die Gefahr, dass sich der Beton des Bereiches 1 am Bohrohr aufhängt.

In Abhängigkeit von der zeitlichen Abfolge kann dies entweder dazu führen, dass der gesamte Pfahl herausgezogen wird, oder der Bewehrungskorb mit der äußeren Betonlage angehoben wird.

3.3 Anforderungen an die Bewehrung und die Bewehrungsführung

3.3.1 Allgemeines

Bei der Ausbildung der Bewehrung und der Bewehrungsführung bezieht sich die DIN 4014:1990 auf die DIN 1045:1988 und erweitert diese in bestimmten Punkten bzw. schränkt diese ein. Zur Bewehrung verweist die DIN EN 1536:1999 durch die Bestimmungen des DIN Fachbriefes 129 auf die DIN 1045:2001.

Während gemäß DIN 4014:1990 die Verwendung von Betonrippstahl vorgeschrieben ist, ist dies nach neuer Regelung nur bei Verwendung einer Bentonit-, Ton- oder Polymersuspension als Stützflüssigkeit erforderlich.

3.3.2 Längsbewehrung

Der Minstdurchmesser der Längsbewehrung ist von ehemals 16 mm auf 12 mm herabgesetzt worden. Gemäß DIN 1045:1988 waren Stabdurchmesser bis maximal 28 mm zulässig. Die neue DIN 1045:2001 erweitert das Spektrum; es ist die Verwendung von Betonstahl mit Durchmessern bis zu 40 mm erlaubt.

Die DIN 1045:1988 sowie die DIN 1045:2001 treffen die gleichen Angaben bezüglich der Mindest- und Maximalabstände der Längsbewehrungsstäbe. Der lichte Abstand muss mindestens 2 cm betragen und darf nicht kleiner als der Stabdurchmesser d_s sein. Der Abstand der Längsbewehrung darf höchstens 30 cm betragen.

Die DIN 4014:1990 erweitert und verschärft die Angaben der DIN 1045:1988. Als lichter Mindestabstand muss zusätzlich der zweifache Größtkorndurchmesser eingehalten werden. Bei Verwendung eines Zuschlaggemisches mit einem Größtkorndurchmesser von 32 mm ist ein lichter Mindestabstand der Längsbewehrung in Abhängigkeit von der dynamischen Fließgrenze der Stützflüssigkeit zwischen 7 und 9 cm zu wählen. Bei Reduzierung des Größtkorns des Zuschlages auf 16 mm darf der lichte Mindestabstand auf 5 cm vermindert werden.

Die DIN EN 1536:1999 fordert, dass als Längsbewehrung mindestens vier Stäbe anzuordnen sind. Der Abstand der Längsbewehrung sollte stets so groß wie möglich gewählt werden, 40 cm dürfen aber

nicht überschritten werden. Der lichte Mindestabstand der Längsbewehrung beträgt 10 cm und darf bei einem Größtkorn von 20 mm auf 8 cm reduziert werden.

3.3.3 Querbewehrung

Die folgende Tabelle 2 stellt die Anforderungen an den Mindestdurchmesser und die Ganghöhe der Wendelbewehrung für die alte und neue Normung zusammen.

Tab. 2: Zusammenstellung der Anforderungen an die Querbewehrung nach alter und neuer Normung

	DIN 4014 DIN 1045	DIN 1536 DIN 1045-1
Stabdurchmesser	≥ 6 mm	
	≥ ¼ Größtdurchmesser Längsbewehrung	
lichter Abstand	≤ 25 cm	≤ 30 cm
	≤ Pfahl-Ø	
	≤ 12 x Kleinstdurchmesser Längsbewehrung	
	-	≥ 10 cm
lichter Abstand bei Korngröße d ≤ 20 mm	-	≥ 8 cm

3.4 Mindestbewehrung

Bisher galten für die Mindestbewehrung von bewehrt ausgeführten Bohrpfählen die Regeln der DIN 1045:1988 für Druckglieder. Der Bewehrungsgrad der Zugseite durfte 0,4 % des statisch erforderlichen Betonquerschnittes nicht unterschreiten. Auf den gesamten statisch erforderlichen Betonquerschnitt bezogen, sollte die Bewehrung mindestens 0,8 % betragen. Ein Bewehrungsgrad von mehr als 9 % des gesamten Betonquerschnittes war nicht erlaubt.

Mit der Einführung der DIN EN 1536:1999 wurde auch eine vom gesamten Betonquerschnitt abhängige Mindestlängsbewehrung für bewehrt ausgeführte Bohrpfähle vorgeschrieben, die in der folgenden Tabelle 3 dargestellt ist.

Tab. 3: Mindestlängsbewehrung gemäß DIN EN 1536:1999

Nennquerschnitt des Pfahles A _C	Querschnittsfläche der Längsbewehrung A _S
A _C ≤ 0,5 m ²	A _S ≥ 0,5%A _C
0,5 m ² ≤ A _C ≤ 1,0 m ²	A _S ≥ 0,0025 m ²
A _C > 1,0 m ²	A _S ≥ 0,25%A _C

Nach alter Normung durfte auf eine Bewehrung bei Bohrpfählen mit einem Schafdurchmesser D ≥ 0,50 m verzichtet werden, wenn sie statisch nicht erforderlich ist. Gemäß neuer Normung darf ein Bohrpfahl als unbewehrtes Betonelement ausgeführt werden, wenn im Pfahl nur Druckspannungen erzeugt werden

und dieser sich nicht in einem Erdbebengebiet befindet. Zugpfähle sind über die ganze Länge des Bohrpfahles zu bewehren.

3.5 Betondeckung

Die Anforderungen an die Dicke der Betondeckung haben sich geringfügig vergrößert. Während in der DIN 4014:1990 eine Betondeckung von mindestens 50 mm und bei Stützung durch eine Tonsuspension von mindestens 70 mm vorzusehen war, ist gemäß DIN EN 1536:1999 in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser eine Betondeckung von mindestens 60 mm (bei D > 0,6 m) beziehungsweise von mindestens 50 mm (bei D ≤ 0,6 m) zu wählen.

3.6 Toleranzen bei der Pfahlherstellung

Die Tabelle 4 zeigt eine vergleichende Zusammenstellung der maximal erlaubten Herstellungstoleranzen für den Ansatzpunkt und die Neigungsabweichung einer Pfahlbohrung.

Wenn andere Herstellungstoleranzen als die angegebene aus konstruktiven Anforderungen, den Baugrundverhältnissen, dem verfügbaren Pfahlbohrgerät oder einer sehr tief liegenden Kappebene gefordert oder erlaubt sind, sind sie vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren.

Tab. 4: Zulässige Toleranzen bei der Bohrpfahlherstellung

	DIN 4014	DIN EN 1536
Exzentrizität D ≤ 1,00 m	e = 0,05 · D ≥ 5 cm	e ≤ e _{max} = 0,10 m
D ≤ 1,50 m		e ≤ e _{max} = 0,10 · D
D > 1,50 m		e ≤ e _{max} = 0,15 m
Neigungsabweichung Pfahlneigung 90° - 86°	n = 0,015	i ≤ i _{max} = 0,02
Pfahlneigung 86° - 76°		i ≤ i _{max} = 0,04

Bei der Herstellung von Pfahlwänden können höhere Anforderungen an die geometrischen Herstellungstoleranzen gestellt werden.

Die Zusammenstellung zeigt, dass durch die neue Normung größere Ungenauigkeiten für den Ansatzpunkt und größere Neigungsabweichungen der Pfähle berücksichtigt sind. Resultierend daraus sind bei der Planung und Erstellung der Statik größere Lage- und Neigungsabweichungen der Pfähle zu berücksichtigen.

4 Zusammenstellung der verschiedenen Bohrverfahren

4.1 Allgemeines

Bei der Erstellung von Bohrpfählen kann zwischen einer Vielzahl verschiedener Verfahren gewählt wer-

den. In Abhängigkeit von den Platzverhältnissen, dem Bodenaufbau, der Art und Bestimmung des Pfahles und der aufzunehmenden Last wird das geeignete Verfahren ausgewählt.

4.2 Kelly-Verfahren

Mit Hilfe des Kelly-Verfahrens werden unverrohrte, verrohrte oder suspensionsgestützte Bohrpfähle hergestellt. An einer teleskopierbaren Kellystange ist das Bohrwerkzeug befestigt, mit dem der Boden schrittweise gelöst und gefördert wird (siehe Abbildung 5). Bei Ausführung von verrohrten Bohrpfählen werden Bohrrohre bis zur erforderlichen Tiefe in den Boden eingedreht. In weichen bindigen und nicht bindigen Böden, besonders im Feinsand und Schluff unter dem Grundwasserspiegel, ist im Allgemeinen ein Voreilmaß bis zu einem halben Rohrdurchmesser erforderlich.

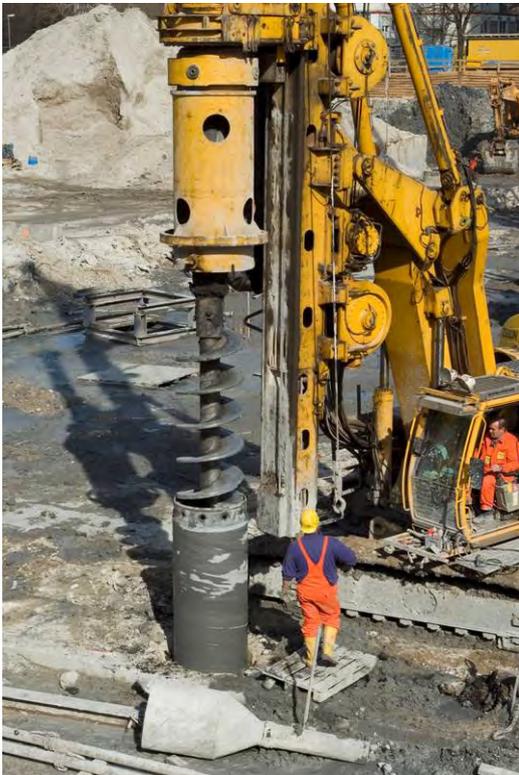


Abb. 5: Herstellung eines verrohrten Bohrpfahles im Kelly-Verfahren

Die äußere Tragfähigkeit kann durch Pfahlfußaufweitungen oder Mantel- und Pfahlfußverpressung des Bohrpfahls mit einer Zementsuspension erhöht werden.

Durch die Pfahlherstellung mit Verrohrung kann eine sehr geringe Störung des in horizontaler Richtung vorhandenen Spannungszustandes erreicht werden. Es ist allerdings keine Verdichtung des umliegenden Bodens zu erwarten und durch den Schneidkranzüberstand kann der entstandene Ringraum zu einer Auflockerung führen.

4.3 Schneckenortbeton-Pfähle (SOB-Verfahren)

In leichten bis mittelschweren Böden können durch das Schneckenortbeton-Verfahren große Bohrleistungen erreicht werden, da das Lösen des Bohrgutes im gleichen Arbeitsgang wie das Betonieren durchgeführt wird.

Das Verfahren zeichnet sich dadurch aus, dass eine Endlosschnecke unverrohrt als Bohrwerkzeug verwendet wird. Bei unverrohrtem Bohren stützt der gelöste Boden in den Wendeln das umgebende Erdreich. Nach Erreichen der Endteufe wird der Pfahl durch das Seelenrohr der Schnecke hindurch von unten nach oben bei gleichzeitigem Ziehen der Schnecke betoniert.

Zur Bewehrung des Pfahles kann ein Stahlprofil eingestellt werden oder eine Kopfbewehrung wird eingebracht. Ist eine Bewehrung über die gesamte Pfahlänge erforderlich, muss nachträglich ein steif ausgebildeter Bewehrungskorb mit Hilfe von Rüttlern in den Frischbeton eingebracht werden.

Die Länge von Schneckenbohrpfählen ist durch die Länge der Endlosschnecke sowie bei bewehrten Pfählen durch die technischen Grenzen, den Bewehrungskorb in den betonierten Pfahl nachträglich einzubringen, sowie den Bodenverhältnissen begrenzt. Es sind Durchmesser zwischen 40 cm und 1,00 m und Pfahlängen bis zu 15 m vorstellbar.

Beim Schneckenbohrpfahl wird ein guter Kontakt zwischen Bohrlochwand und Pfahl hergestellt. Das SOB-Verfahren zeichnet sich durch eine sehr erschütterungsarme Herstellungsweise aus, die auch das Bohren in der Umgebung von stark setzungsgefährdeter Nachbarbebauung erlaubt.

4.4 DKS - Verfahren

Das Doppelkopfverfahren (DKS) stellt eine Kombination des SOB-Verfahrens mit dem Kelly-Verfahren mit Verrohrung dar. Das Lösen des Bodens findet im Schutze einer Verrohrung mit Hilfe einer Endlosschnecke statt.

4.5 Vor der Wand - Verfahren

Beim Vor-der-Wand-Verfahren handelt es sich um eine besondere Anwendung des oben beschriebenen DKS-Verfahrens, das das erschütterungsfreie und geräuscharme Bohren von Pfählen unmittelbar neben vorhandener Bebauung ermöglicht.

Die VDW - Doppelkopfbohranlage besteht aus einem Bohrrohr und dem Bohrkopf, die gegenläufig angetrieben werden. Je nach Bodenverhältnissen können Bohrrohr und -kopf über einen Relativhub zueinander verstellt werden. Beim Ziehen des Bohrrohrs wird der entstandene Hohlraum mit Beton voll gepumpt. Falls statisch erforderlich, muss nach dem Betonieren des Pfahles ein Bewehrungskorb oder

ein Stahlträger eingerüttelt werden. Das Einrütteln stellt ein betontechnologisches Problem dar.

Mit Hilfe des VDW-Verfahrens können Einzelpfähle sowie überschnittene, tangierende oder aufgelöste Bohrpfahlwand hergestellt werden. Für das Bauen im innerstädtischen Bereich ist es durch seine sehr platz sparende Arbeitsweise prädestiniert. Ein weiteres Einsatzgebiet ist die Sanierung bestehender Bausubstanz in Form von Abfangungen. Es sind Durchmesser von 30-62 cm und Längen von ca. 20 m erreichbar.

4.6 Micropfähle

Zu den Micropfählen gehören Bohrpfähle mit einem Durchmesser kleiner als 0,3 m. Als Micropfähle gelten Wurzelpfähle, Einstab-, Rohr- und Stahlhülsenpfähle. Nach alter Normung waren Micropfähle in der DIN 4128:1983-04 geregelt. In Zusammenhang mit dem Teilsicherheitskonzept wird in Zukunft die DIN EN 14199:2005-05 Anwendung finden. Besonders in beengten Verhältnissen hat sich seit Jahren die Anwendung von Micropfählen bewährt. Durch ihre weitgehend lärm- und erschütterungsarme Herstellungsweise, ist das Verfahren auch neben bestehenden Gebäuden z.B. zur Sanierung und Unterfangung geeignet.

5 Bohrpfahlwände

5.1 Allgemeines

Mehrere Bohrpfähle nebeneinander bilden eine steife und verformungsarme Wand. Mit ihr sind Bohrpfahlwände mit temporären, aber auch permanenten Zwecken erstellbar.

Als eine der Hauptanwendungen von Bohrpfahlwänden kann die Baugrubensicherung gesehen werden. Hierbei zeichnet sich die Bohrpfahlwand als besonders verformungsarme und wasserundurchlässige Bauweise aus.

Weitere Anwendungsgebiete sind in Form von Schachtbauwerken, permanenten Hangsicherungen, Dichtwänden im Wasserbau, Grundwasserschutzbauwerken und auf dem Sanierungssektor zu sehen.

Übliche geometrische Abmessungen für Bohrpfähle als Pfahlwand liegen bei Durchmesser von 0,30 bis 1,50 m und Tiefen von 25 m. In der Regel werden Bohrpfähle vertikal ausgeführt, Neigungen von bis zu 1:10 sind mit erhöhten Aufwendungen allerdings möglich.

Die Herstellung einer Pfahlwand kann als schonend eingestuft werden. Das Einbringen der Pfähle verläuft überwiegend erschütterungsarm. Der Abstand der Einzelfähle kann beliebig gewählt werden. Besonders für die Erstellung von Verbauwänden mit unmittelbar angrenzender Bebauung, bei der Setzungen und Erschütterungen zu minimieren sind, hat sich der Einsatz der Bohrpfahlwand bewährt. Durch die Verwendung einer Verrohrung, in deren

Schutz ggf. unter Stützung durch Wasser der Aushub geschieht, entfallen das Vorhalten und das Entsorgungsproblem einer Bentonitstützflüssigkeit.

Bei der Ausbildung einer Pfahlwand kann man drei Wandtypen unterscheiden.

5.2 Die aufgelöste Bohrpfahlwand

Eine aufgelöste Pfahlwand (siehe Abbildung 6) besteht aus der statisch erforderlichen Anzahl an bewehrten Pfählen.



Abb. 6: Beispiel einer aufgelösten Pfahlwand bei der Ortsumgebung Pirna

Die Zwischenräume werden mit dem Aushub fortschreitend durch Spritzbeton, teilweise auch mit Ortbeton oder Holz, verbaut. Eine weitere Möglichkeit, die Baugrube vor dem Aushub abzudichten, ist eine Ausfachung aus mixed-in-place-Pfählen.

Die Ausfachung wird entweder bewehrt auf Biegung oder unter Einbeziehung der Gewölbetragfähigkeit bemessen.

5.3 Die tangierende Bohrpfahlwand

Eine tangierende Pfahlwand setzt sich aus dicht nebeneinander stehenden bewehrten Pfählen zusammen. Herstellungsbedingt besteht ein lichter Pfahlabstand von etwa 2-5 cm.

5.4 Die überschnittene Bohrpfahlwand

Beim Herstellen einer überschnittenen Bohrpfahlwand werden im ersten Arbeitsschritt die unbewehrten Primärpfähle hergestellt. Nach nur einem bis wenigen Tagen werden die Sekundärpfähle hergestellt, die in die Primärpfähle einschneiden. In Abhängigkeit vom Bohrverfahren, der Wandtiefe, der Dichtigkeitsanforderungen und des Bohrverfahrens ist eine Überschneidung von etwa 10-20 % des Pfahldurchmessers empfehlenswert. Das Beispiel einer überschnittenen Bohrpfahlwand ist in Abbildung 7 dargestellt.

Zur Führung der Bohrwerkzeuge wird bei tangierenden Pfahlwänden üblicher Weise und bei überschnittenen Bohrpfählen immer eine Bohrschablone aus leicht bewehrtem Ortbeton hergestellt, die nach

Beendigung der Bohrarbeiten wieder abgebrochen wird.



Abb. 7: Ausführung einer bis zu fünffach rückverankerten überschnittenen Bohrpfahlwand bei der KfW-Westarkade in Frankfurt

6 Projekte

6.1 Neubau eines Büro- und Geschäftshauses am Opernplatz, Frankfurt

6.1.1 Beschreibung des Bauvorhabens

Im Auftrag der Opernplatz Property Holdings GmbH & Co. wurde durch Züblin vom Dezember 2006 bis Juni 2007 unter anderem die Gründung des geplanten Hochhauses als kombinierte Pfahl-Platten-Gründung (KPP) ausgeführt.

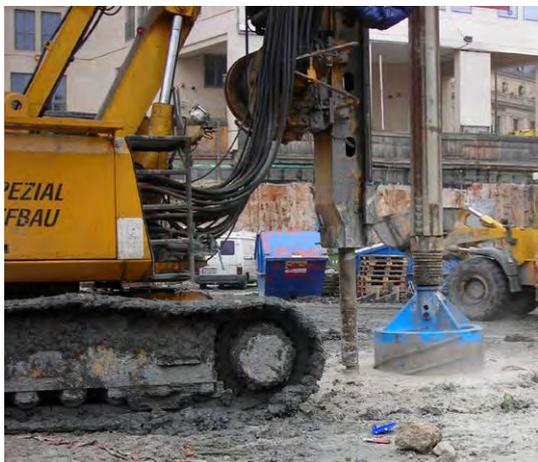


Abb. 8: Bohrgerät beim Einbringen der Verrohrung für einen Gründungsbohrpfahl

6.1.2 Beschreibung der Gründung

Die bauherrenseitige Berechnung der äußeren Standsicherheit sah eine Gründung durch 57 Tragpfähle mit einer Belastung von $E_D = 43500 \text{ kN/Pfahl}$ vor.

Die Gründungspfähle wurden mit einem Durchmesser von 1,50 m und mit einer Länge von 40 m ausgeführt. Die Bewehrungskörbe wurden in zwei gut 20 m langen Stößen auf die Baustelle gebracht und dort im Zuge des Einbaus mit Seilklemmen miteinander

verbunden. Abbildung 9 zeigt die freigelegten Pfahlköpfe.

Entsprechend der neuen Normung konnten die Bohrpfähle in einer Betongüte C40/50 XC2 XA2 ausgeführt werden, wodurch der Betonstahlgehalt reduziert wurde.



Abb. 9: Freilegen und Herrichten der Pfahlköpfe

6.2 Bohrpfahlgründung der Saadiyat Bridge

6.2.1 Beschreibung des Bauvorhabens

Im Auftrag der Tourism Development and Investment Group wurde von Januar bis September 2007 die Bohrpfahlgründung für die geplante Saadiyat Bridge, die Abu Dhabi City mit Saadiyat Island verbindet, hergestellt.

Die Brücke hat eine Länge von etwa 1,45 km. Auf einer Breite von 60 m entstehen auf drei Spuren in die beiden Fahrrichtungen je 5 Straßenverkehrsspuren sowie auf der mittleren Spur zwei Eisenbahngleise.

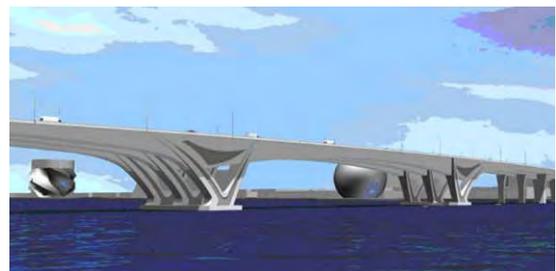


Abb. 10: Darstellung der beiden Hauptpiers der geplanten Saadiyat Bridge

6.2.2 Beschreibung der Gründung

In 23 Achsen, teils auf dem Festland teils im Wasser, wird die Brücke gegründet. In den beiden Hauptpiers (siehe Abb. 10) werden alle drei Spuren über eine durchgehende Pfahlkopfplatte mit je 86 Pfählen $\text{Ø}1,50 \text{ m}$ gegründet. Bei den restlichen 21 Achsen werden die Spuren jeweils über separate Pfahlkopfplatten durch 8 bis 12 Pfähle $\text{Ø}1,20 \text{ m}$ gegründet.

Insgesamt wurden 934 Pfähle mit einer Gesamtpfahlänge von 16.975 m und einem mittleren Bewehrungsgrad von 115 kg/m^3 hergestellt. Die Pfähle

wurden im Schutze der im Boden verbleibenden Stahlverrohrung bewehrt und betoniert.

6.2.3 Bohrpfahlbeton

Vertraglich war die Verwendung von Bohrpfahlbeton der Betonklasse K415 vorgesehen, was nach unserer Normung einem Beton zwischen den Klassen C30/37 und C35/45 entspricht.

Neben der 28d-Druckfestigkeit war auch die 7d-Druckfestigkeit nachzuweisen. In den Eignungsprüfungen mussten sehr hohe Vorhaltemaße eingehalten werden ($+ 14 \text{ N/mm}^2$), die dazu dienen sollten, die geforderte Betongüte während der Bauausführung zu gewährleisten. Nach den bisher vorliegenden Prüfergebnissen führt dies allerdings zu hohen Überfestigkeiten.

Wegen der hohen Sulfat- und Chloridgehalte des Meerwassers und des Bodens sollte der Beton über eine Sulfatbeständigkeit verfügen und einen hohen Chlorideindringwiderstand haben.

6.2.4 Besonderheiten

Im arabischen Raum ist es üblich, dass Bewehrungsstahl zur Erhöhung des Korrosionsschutzes eine Epoxid-Ummantelung erhält. Die Bohrpfähle dieses Bauvorhabens wurden durch Epoxid-ummantelte Bewehrungsstäbe bewehrt (siehe Abbildung 11). Dadurch sind allerdings die Übergreifungs- und Verankerungslängen zu erhöhen.



Abb. 11: Epoxid-ummantelte Anschlussbewehrung der Bohrpfähle im Bereich der späteren Pfahlkopfplatte

Das Kappen der Pfähle wurde zu großen Teilen mit Hilfe eines hydraulisch betriebenen Gerätes zum Pfahlkürzen bewerkstelligt (siehe Abbildung 12).

Vor Planungsbeginn wurden als Planungsgrundlage zwei vorausgehende Pfahltests durchgeführt. Zur Verifizierung der prognostizierten Tragfähigkeit wurden an Land mehrere weitere Pfahltests durchgeführt. Zusätzlich dazu wurden im Wasser zwei Pfahltests durchgeführt (siehe Abbildung 13).



Abb. 12: Hydraulische Kappvorrichtung zum Kürzen der Bohrpfähle

Die klimatischen und herstellungstechnisch schwierigen äußeren Bedingungen stellten eine große Herausforderung an das Personal und die eingesetzten Geräte dar.



Abb. 13: Durchführung eines Pfahltest auf dem Wasser

7 Literatur

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2007) Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle. Ernst & Sohn, Berlin
- [2] Deutsches Institut für Normung e.V. (1976) DIN 1054:1976-11 – Baugrund - Zulässige Belastung des Baugrunds. Beuth Verlag, Berlin
- [3] Deutsches Institut für Normung e.V. (1990) DIN 4014:1990-03 – Bohrpfähle - Herstellung, Bemessung und Tragverhalten. Beuth Verlag, Berlin
- [4] Deutsches Institut für Normung e.V. (2005) DIN-Fachbericht 129 – Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06, Ausführung von besonderen

geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle. Beuth Verlag, Berlin

[5] Deutsches Institut für Normung e.V. (2005) DIN 1054:2005-01 – Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundabau. Beuth Verlag, Berlin

[6] Deutsches Institut für Normung e.V. (1999) DIN EN 1536:1999-06 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle. Beuth Verlag, Berlin

[7] Deutsches Institut für Normung e.V. (2001) DIN 1045:2001-07 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Beuth Verlag, Berlin

[8] Kempfert, H.-G., Rudolf, M. (2005) Vergleichende Darstellung der Pfahlbemessung in DIN 1054 neu und DIN EN 1997-1 (EC 7) sowie Entwicklung der nationalen Anwendung. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2005,, Heft Nr. 80

[9] Seitz, Jörn M., Schmidt, Heinz-Günther (2000) Bohrpfähle. Ernst & Sohn, Berlin

8 Autor

Dipl.-Ing. Robert Graf

Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Wannen aus Beton

Alfred Becker

Zusammenfassung

Trotz einer Richtlinie des DAfStb und zahlreicher Fachveröffentlichungen zu wasserundurchlässigen Betonbauwerken (Weißen Wannen) halten sich selbst unter Bauingenieuren hartnäckig Vorurteile zu diesem Thema. Der Beitrag soll aufzeigen, dass eine Weiße Wanne mehr ist, als Rissbreitenbeschränkung, Fugenband und wu – Beton. Die irri- ge Annahme, einer ständigen Wasserdif- fusion durch Betonbauteile bei Druckwasser Beanspruchung führt zu Fehlplanungen und unsinnigen zusätzlichen Abdichtungsmaßnahmen. Durch konsequente Anwendung der wu – Richtlinie, eine frühzeitige koordinierte Planung von Roh- und Ausbau unter Berücksichtigung der Wünsche und Vorstellungen des Nutzers können alle Vorteile der Weißen Wanne genutzt, Fehler und unnötige Kosten vermieden werden. Oft ist es hierbei sinnvoll, die möglichen Entwurfsgrundsätze zum Bau einer Weißen Wanne – Risse vermeiden, deren Breite beschränken, oder zulassen und planmäßig abdichten – differenziert anzuwenden.

1 Allgemeines

Unter einer Weißen Wanne versteht man ein Betonbauwerk, bei dem der Beton die abdichtende Funktion gegen Wasser auch ohne zusätzliche Abdichtung übernimmt. Im allgemeinen Hoch- und Wirtschaftsbau gilt hierfür seit 2003 die DAfStb – Richtlinie Wasserundurchlässige Bauteile aus Beton (wu – Richtlinie) [1,2]. Sinngemäß kann die Richtlinie auch für andere wasserundurchlässige Bauten angewendet werden, gilt jedoch ausdrücklich nicht für Brücken- und Tunnelbauwerke, da deren Erstellung auf anderen Verfahren beruht und anderen Regelwerken (z. B. ZTV – ING [3]) unterliegt.

Der Beitrag beschreibt einige Aspekte von Wannen die im Sinne der DAfStb – Richtlinie erstellt werden aus Sicht des Bauausführenden.

2 Technische Grundlagen

2.1 Dichtheit von Beton

Unter der Voraussetzung einer ausreichenden Bauteildicke und hinreichender Betongüte findet auch bei druckwasserbeanspruchten Bauteilen kein nennenswerter Feuchtetransport durch ungerissenen Beton statt. Dies zeigen z. B. Untersuchungen von Beddoe, Springenschmidt [4] oder Schäper, Kreye [5].

Auch bei großen Wasserdrücken dringt Wasser über die im Beton enthaltenen Kapillarporen nur wenige cm tief in den Beton ein (Abbildung 1). Nach [4] erreicht die Wassereindringtiefe auf der Druckwasserseite einer Betonplatte nach etwa einem Monat mit bis zu 7 cm ihren Höchstwert. Auf der innen liegenden Luftseite trocknet der Beton dagegen je nach

Luftfeuchte, Temperatur und Betonqualität bis etwa 8 cm tief aus. Der Austrocknungsprozess dauert i. d. R. über Jahre an bis der Beton seine sogenannte Ausgleichsfeuchte erreicht hat.

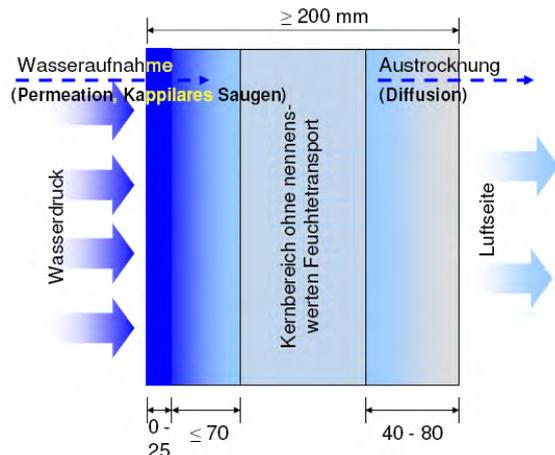


Abb. 1: Arbeitsmodell für Feuchte – Bedingungen in einem Betonquerschnitt bei einseitiger Beanspruchung mit drückendem Wasser (in Anlehnung an [2,4,8,9]).

Zwischen der wasserseitigen durch Wasseraufnahme geprägten und der luftseitigen austrocknenden Schicht bildet sich ein Kernbereich aus, in dem kein nennenswerter Wassertransport stattfindet. Die früher und auch heute noch häufig vertretene Ansicht, dass durch die Wände und Bodenplatte von

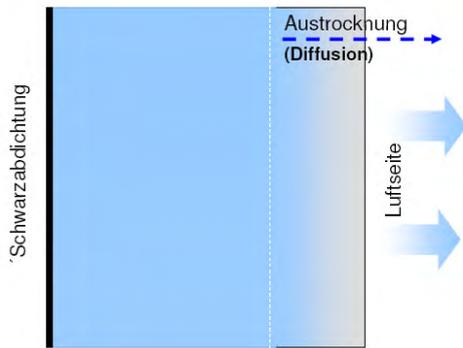


Abb. 2: Austrocknung eines Betonquerschnitts mit Schwarzabdichtung.

Betonwannen eine Wasserdampfdiffusion stattfindet und sich dadurch die Luftfeuchte im Innenraum erhöht oder gar Wasser an der luftseitigen Oberfläche bildet, muss damit als falsch angesehen werden. Die luftseitigen Innenflächen einer Weißen Wanne verhalten sich somit – hinreichende Dichtheit des Betons und ausreichende Bauteildicke vorausgesetzt – nicht anders als andere Betonbauteile ohne Wasserbeaufschlagung oder mit Schwarzabdichtung (Abbildung 2).

Um eine hinreichende Betongüte sicherzustellen werden in [1,6] in Abhängigkeit von der Bauteildicke d maximal zulässige äquivalente Wasserzementwerte $(w/z)_{eq}$ des Betons vorgeschrieben:

- $d > 40$ cm: $\rightarrow (w/z)_{eq} \leq 0,70$
- $d \leq 40$ cm: $\rightarrow (w/z)_{eq} \leq 0,60$
- Mindestbauteildicke: $\rightarrow (w/z)_{eq} \leq 0,55$

Die Mindestbauteildicke beträgt dabei nach [1] je nach Beanspruchung, Bauteil- und Ausführungsart 10 bis 25 cm.

2.2 Wasserdurchtritt durch gerissenen Beton

Leckagen in einer Betonwanne entstehen in den seltensten Fällen durch eine mangelnde Dichtheit des Betongefüges. In den meisten Fällen sind Wasserdurchtritte auf grobe Fehlstellen (z. B. Kiesnester), undichte Fugen oder Risse zurückzuführen. Kritisch sind hierbei Trennrisse, d. h. Risse, die durch den gesamten Querschnitt verlaufen. Sie entstehen durch zentrische Zugspannungen infolge Verkürzung des Bauteils durch Temperatureinfluss (Abkühlen) oder Schwinden. Die ersten Risse entstehen i. d. R. schon nach wenigen Tagen, wenn die durch die Zementhydratation entstandene Hydratationswärme wieder abfließt und sich das Bauteil infolge der Abkühlung zusammenzieht (Abbildung 3).

Oft wird nicht beachtet, dass Wannen im Erdreich zumindest im Bauzustand auch spätem Zwang unterliegen. Eine im August betonierete Wand von 50 cm Stärke kann infolge hoher Frischbetontemperaturen im Sommer und der auftretenden Hydratationswärme durchaus eine Bauteiltemperatur von über 50 °C erreichen. Wenn im nächsten Winter die Baugrube noch nicht geschlossen ist, kann die Wand dann

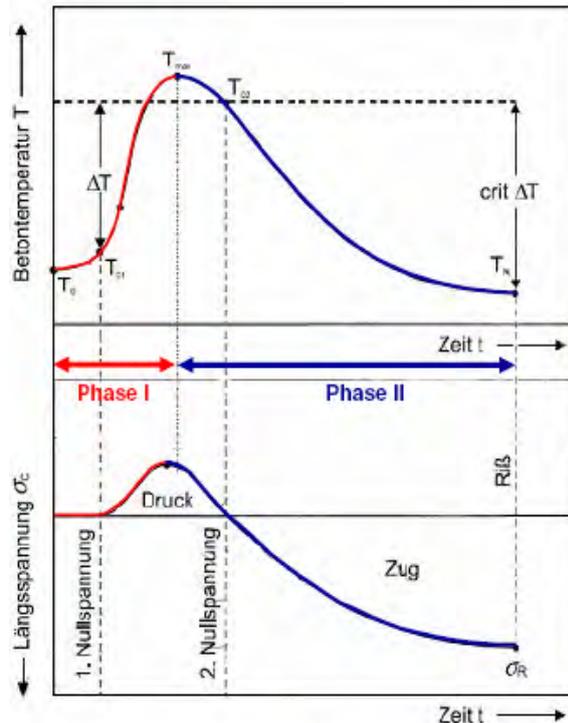


Abb. 3: Rissbildung infolge abfließender Hydratationswärme – Phase I: Temperaturerhöhung infolge Zementhydratation; Phase II: Abkühlung des Bauteils -> Bauteilverkürzung -> Zugspannungen -> Rissbildung bei Überschreiten der Zugbruchdehnung des Betons. In Anlehnung an [9].

bis auf Minustemperaturen abkühlen, was zu einer zusätzlichen Bauteilverkürzung und erheblichen zusätzlichen Zwangsspannungen führt. Oft entstehen hierdurch überhaupt erst Risse im Bauteil.

Die Menge des Wasserdurchtritts durch Trennrisse hängt vom Druckgefälle (Verhältnis von Wasserdruckhöhe zu Bauteildicke) und der Rissbreite ab. Sehr feine Risse ($< 0,05$ mm) sind bei geringem Druckgefälle oft nicht wasserführend. Bei größerem Druckgefälle bzw. geringfügig größerer Breite werden die Risse zwar noch nicht durchströmt, führen jedoch zu dunklen feuchten Flecken auf der Innenseite. Aus Abbildung 4 geht hervor, dass Trennrisse mit weniger als 0,1 mm Breite zu Beginn ($t = 0$) auch bei geringem Druckgefälle von Wasser durchströmt werden.

Andere Risse als Trennrisse sind hinsichtlich der Dichtheit von Wannen meist unproblematisch, da sie nur wenige cm tief in den Beton reichen (z. B. Krackleerisse) oder z. B. bei Biegerissen eine ausreichend dicke Druckzone verbleibt.

2.3 Selbstheilung von Rissen

Seit langem ist aus der Praxis bekannt, dass der Wasserdurchtritt von Anfangs wasserdurchströmten Rissen oft mit der Zeit abnimmt bzw. ganz aufhört. Diesen Effekt nennt man „Selbstheilung“. Er beruht

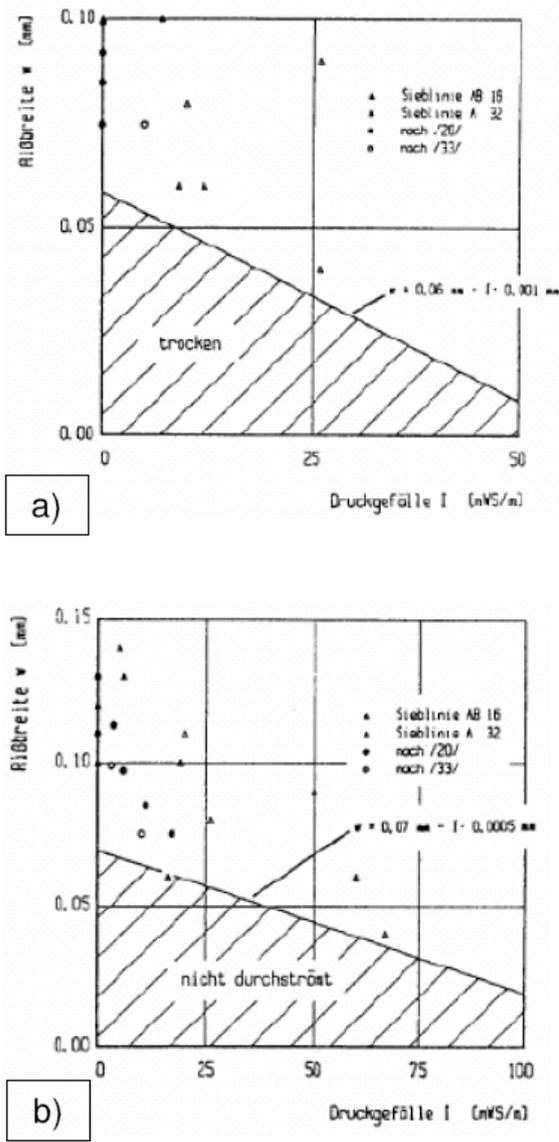


Abb. 4: Wasserdurchtritt durch Trennrisse zum Zeitpunkt $t = 0$ [10].

maßgeblich auf der Bildung von Calciumcarbonat welches durch chemische Reaktion von Calciumhydroxyd im Beton mit dem Kohlendioxyd der Luft entsteht (Zusinterung) und den Riss zunehmend schließt. Eine Selbstheilung kann nur erfolgen, wenn der Riss Wasser führt, da hierdurch das für die chemische Reaktion erforderliche Calciumhydroxyd gelöst und zur Oberfläche transportiert wird.

Nach Untersuchungen von Edvardsen [11] dauert der Prozess der Selbstheilung etwa 10 bis 50 Tage. In der Praxis zeigt sich, dass der Zeitpunkt der Selbstheilung nicht sicher prognostiziert werden kann und zum Teil auch ganz ausbleibt. Bei Temperaturwechselbeanspruchung können einmal oberflächlich zugesinterter Risse wieder aufreißen.

2.4 Bauphysikalische Aspekte

Ebenso wie andere Abdichtungsarten (z. B. Schwarzabdichtung) kann auch eine Weiße Wanne

allein Feuchte in Innenräumen nicht verhindern. Personen, Tiere und Pflanzen geben ständig Wasserdampf an die Umgebungsluft ab, deren Menge das durch die Austrocknung des Betons frei werdende Wasser deutlich übersteigt [8]. Die Feuchte insbesondere in Wohn- oder Feuchträumen muss über ein angepasstes Lüftungsverhalten abgeführt werden. In Kellerräumen ist die Baufeuchte aufgrund schlechterer Belüftung und längerer Verweildauer von Tagwasser während der Bauzeit meist höher als in oberirdischen Geschossen. Entsprechend länger dauert es dort, bis die Ausgleichsfeuchte erreicht wird [22].

Auf kalten Wandflächen in unbeheizten Kellerräumen kann sich z. B. bei Zutritt feuchtwarmer Luft (insbesondere im Frühjahr) Kondenswasser bilden. Tauwasser kann nur vermieden werden, wenn die Temperatur von Bauteiloberflächen durch wärmedämmende Maßnahmen in Kombination mit der Beheizung der Räume ausreichend hoch gehalten und die Raumfeuchte durch Be- und Entlüftung gering gehalten wird. Falls besondere Anforderungen an das Raumklima gestellt werden, ist u. U. eine künstliche Klimatisierung erforderlich.

3 Klassifizierung nach wu-Richtlinie

3.1 Beanspruchungsklassen

In Anlehnung an die Abdichtungsnorm DIN 18195 [12] unterscheidet die DAfStb – Richtlinie verschiedene Lastfälle für das beaufschlagende Wasser und teilt diese in Beanspruchungsklassen ein. Die Beanspruchungsklasse 2 gilt für Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser (Abbildung 5). Für nichtdrückendes und drückendes Wasser (z. B. Grundwasser, aufstauendes Sickerwasser) gilt die Beanspruchungsklasse 1 (Abbildung 6).

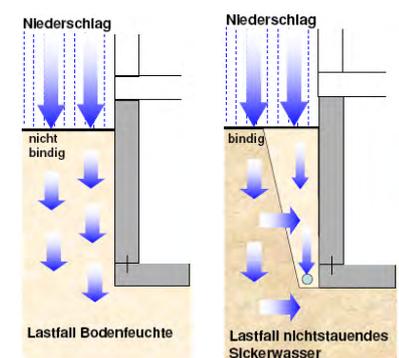


Abb. 5: Beanspruchungsklasse 2 nach [1]

3.2 Nutzungsklassen

Die Nutzungsklasse A gilt für hochwertige Nutzung wie z. B. Wohnräume oder Lagerräume für feuchteempfindliche Güter. Ein Wasserdurchtritt bzw. hierdurch verursachte Feuchtestellen an der Innenfläche sind nicht zulässig. Bei Nutzungsklasse B ist ein

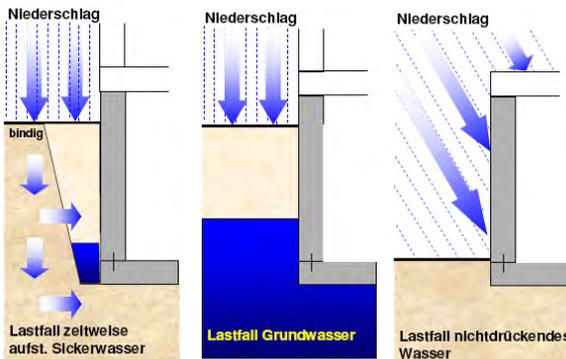


Abb. 6: Beanspruchungsklasse 1 nach [1]

begrenzter Wasserdurchtritt (feuchte Flecken, dunkle Rissufer) zulässig. Auch temporär wasserführende Risse sind erlaubt, nicht jedoch längerfristige Wasseransammlungen auf der Innenseite. Die Nutzungs-kategorie B sollte z. B. für Garagen oder Lagerräume mit geringen Anforderungen verwendet werden.

3.3 Entwurfsgrundsätze

Um die Dichtheit einer Wanne gegenüber den in 2.1 genannten Beanspruchungen sicher zu stellen, unterscheidet die wu – Richtlinie drei Entwurfsgrundsätze:

- a) Vermeidung von Trennrissen
Es wird versucht, durch konstruktive und betontechnologische Maßnahmen das Auftreten von Trennrissen zu vermeiden. Unter den konstruktiven Maßnahmen versteht man im Wesentlichen die Reduzierung von Zwangsspannungen durch zwängungsarme Lagerung der Bauteile und geeignete Anordnung von Fugen. In besonderen Fällen kann auch eine Vorspannung von Bauteilen in Betracht kommen. Die betontechnologischen Maßnahmen zielen vor allem auf die Verringerung der Betontemperatur durch Verwendung von Betonen mit geringer Wärmeentwicklung sowie Begrenzung der Frischbetontemperatur.
- b) Begrenzung der Trennrissbreite
Durch eine geeignete Bewehrungsführung wird die Breite von auftretenden Trennrissen so beschränkt, dass eine Selbstheilung der Risse zu erwarten ist. Die hierfür erforderlichen rechnerischen Rissbreiten w liegen zwischen 0,10 und 0,20 mm und werden in der wu-Richtlinie in Abhängigkeit von Beanspruchungskategorie, Druckhöhe des ggf. anstehenden Wassers und Bauteildicke vorgegeben.
- c) Zulassen und planmäßiges Abdichten von Trennrissen
Trennrisse werden grundsätzlich zugelassen, wobei deren Breite lediglich durch die Anforderungen der DIN 1045 – 1 [4] zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit begrenzt

wird. Risse werden je nach Expositions-kategorie auf eine rechnerische Breite von $w = 0,30$ bis 0,40 mm beschränkt und später planmäßig (z.B. durch Injektion) abgedichtet.

4 Planung und Ausführung einer Wanne

4.1 Beispiel

Geplant wird ein 10 – geschossiges Bürogebäude mit zwei Tiefgeschossen. Die Tiefgeschosse werden zum Teil als Tiefgarage genutzt, der Rest teilt sich auf in Lagerräume, EDV – Zentrale, Wirtschaftsräume für Heizung, Elektro, Lüftung usw.. Bei normalem Grundwasserstand steht der Keller ca. 3 m im Grundwasser, bei Hochwasser ca. 5 m, was dem Bemessungswasserstand eines 100 - jährigen Hochwassers entspricht. Der Planer bemisst die Wanne auf eine rechnerische Rissbreite von 0,15 mm. Der mit der Errichtung des Objekts beauftragte Bauunternehmer beginnt im Juli mit den Rohbauarbeiten. Im Bauvertrag werden weder Nutzungs- noch Beanspruchungskategorie festgelegt. Die beabsichtigte Nutzung und Beanspruchung werden jedoch aufgeführt.

Die Rohbauarbeiten im Keller sind im August abgeschlossen. Als im November die Grundwasserhaltung aufgehoben wird sind die Ausbauarbeiten im Keller in vollem Gange. Es treten eine Reihe von Feuchtstellen in Wänden und Bodenplatte des 2. UG's auf. Auf der Bodenplatte bilden sich Pfützen. Um den Baufortschritt nicht zu gefährden, werden die für den Wasserdurchtritt ursächlichen Risse abdichtend mit Injektionsharz verpresst. Aufgrund der kleinen Rissbreiten gestalten sich die Verpressarbeiten schwierig und es entsteht ein nicht unerheblicher Mehraufwand und ein Streit zwischen Bauherr, Planer und Bauunternehmen, wer diesen zu tragen hat.

Der nächste Streit ist beim ersten Hochwasser – vielleicht erst nach mehreren Jahren – schon abzusehen, wenn der Wasserstand das 1.UG erreicht und dort ebenfalls Wasserdurchtritte auftreten. Die Folgen dürften hier umso schwerwiegender sein, da das Geschoss schon längst in Betrieb ist.

4.2 Aufgaben der Planung

Auch mehr als vier Jahren nach Veröffentlichung der wu – Richtlinie gehören vergleichbare Fälle wie in Abschnitt 4.1 noch immer zum Alltagsgeschäft eines Gutachters und bringen die Bauweise „Weiße Wanne“ ungerechtfertigt in Misskredit. Zu betonen ist, dass die im Beispiel aufgetretenen Probleme kein Nachteil der Weißen Wanne darstellen. Undichtigkeiten treten ebenso bei Schwarzabdichtungen auf sind jedoch bei Weißen Wannen meist mit sehr viel geringerem Aufwand zu beheben, da die nachträgliche Abdichtung von Betonbauteilen von innen erfolgen kann und ein erneutes - meist sehr aufwändiges - Aufgraben im Außenbereich nicht erforderlich ist.

Die im Beispiel in 4.1 beschriebenen Probleme wären bei konsequenter Beachtung der w_u - Richtlinie vermeidbar gewesen. Eine Aufgabe der Planung besteht darin, ausgehend von der vorliegenden Beanspruchungsklasse und der vorgesehenen Nutzungsklasse einen geeigneten Entwurfsgrundsatz zu wählen. Hilfestellung hierzu gibt z. B. [2]. Abbildung 7 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise bei der Wahl des Entwurfgrundsatzes. Leider herrscht vielfach noch die Auffassung, dass eine Weiße Wanne untrennbar mit einer Beschränkung der Rissbreite verbunden ist. Die in der w_u - Richtlinie vorgegebenen maximalen Rissbreiten gelten jedoch ausdrücklich nur für den Entwurfgrundsatz b) und nicht für die Grundsätze a) oder c).

Darüber hinaus bestehen die Aufgaben der Planung nach [2] in:

- Wahl einer geeigneten Betongüte,
- Wahl von Bauteilabmessungen und Bewehrungsführung die den planmäßigen Einbau von Fugenabdichtungen und einen fehlstellenfreien Concreteinbau ermöglichen,
- Planung sämtlicher Fugen und Durchdringungen unter Berücksichtigung eines fehlstellenfreien Concreteinbaus.

Auch bei Wahl der Entwurfgrundsätze a (Risse vermeiden) und b (Begrenzung der Rissbreite) sind Vorkehrungen für das Schließen von unplanmäßigen Rissen zu treffen, weil

- das Auftreten von Rissen bei aller Sorgfalt nicht immer vermieden werden kann,
- die Selbstheilung ausbleiben kann oder zu spät erfolgt,
- die rechnerische Rissbreite nur ein Quantilwert ist und somit ein gewisser Anteil von breiteren Rissen auftreten kann.

Ebenso sind bei den Entwurfgrundsätzen b (Begrenzung der Rissbreiten) und c (Zulassen und Abdichten von Rissen) Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen gemäß Grundsatz a sinnvoll, um die Anzahl der Rissstellen und damit auch mögliche Wasserdurchtritte und Abdichtungskosten zu minimieren.

4.3 Vorüberlegungen bei Entwurfgrundsatz b „Begrenzung der Trennrissbreite“

Man beachte insbesondere, dass bei anstehendem Wasser (Beanspruchungsklasse 1) und hohen Nutzungsanforderungen (Nutzungsklasse A) der immer noch am häufigsten verwendete Entwurfgrundsatz b „Begrenzung der Trennrissbreite“ nach [2] ausscheidet (siehe Abbildung 3). Dies liegt daran, dass bei Nutzungsklasse A jeglicher Wasserdurchtritt ausgeschlossen werden soll. Dies ist beim Entwurfgrundsatz b nicht umsetzbar, da bis zum Zusintern der

Risse zumindest ein temporärer Wasserdurchtritt erfolgt.

Ohne anstehendes Wasser, d. h. bei Lastfall Bodenfeuchte oder nichtstauendem Sickerwasser (Beanspruchungsklasse 2) ist aufgrund der fehlenden Wasserdurchströmung der Risse nicht von einer Selbstheilung auszugehen. Allerdings ist die Beanspruchung insbesondere beim Lastfall Bodenfeuchte so gering, dass der Entwurfgrundsatz b auch bei Nutzungsklasse A vertretbar erscheint. Die w_u - Richtlinie erlaubt hier eine Begrenzung der Trennrissbreite auf 0,2 mm für die Wände und Rissbreiten nach DIN 1045-1 [13] für die Bodenplatte.

Sofern ein geringer Wasserdurchtritt wirklich toleriert wird (Nutzungsklasse B) kann der Entwurfgrundsatz b eine wirtschaftliche Bauweise darstellen. Allerdings ist zu beachten, dass der zu erwartende temporäre Wasserdurchtritt nicht zu Problemen bei Ausbau und Nutzung führen darf. Insbesondere sind folgende Fragestellungen zu beantworten:

- Liegt rechtzeitig vor Ausbau und Nutzung eine Wasserbeanspruchung vor, so dass der Selbstheilungsprozess beginnen kann?
- Weist das anstehende Wasser keine erhöhten Gehalte an kalklösender Kohlensäure auf, welche die Selbstheilung dauerhaft verhindern?
- Steht ausreichend Zeit (bis zu 2 Monate) zur Verfügung, die Selbstheilung der Risse abzuwarten?
- Liegt während der späteren Nutzung eine Temperaturwechselbeanspruchung vor?
- Sind die Außenflächen hinreichend zugänglich, d. h.: Können Abdichtungsmaßnahmen ggf. auch später (nach Nutzungsbeginn) noch erfolgen, wenn sich z. B. Risse bei Temperaturwechselbeanspruchung oder infolge Schwinden wieder öffnen oder der anstehende Wasserdruck steigt?

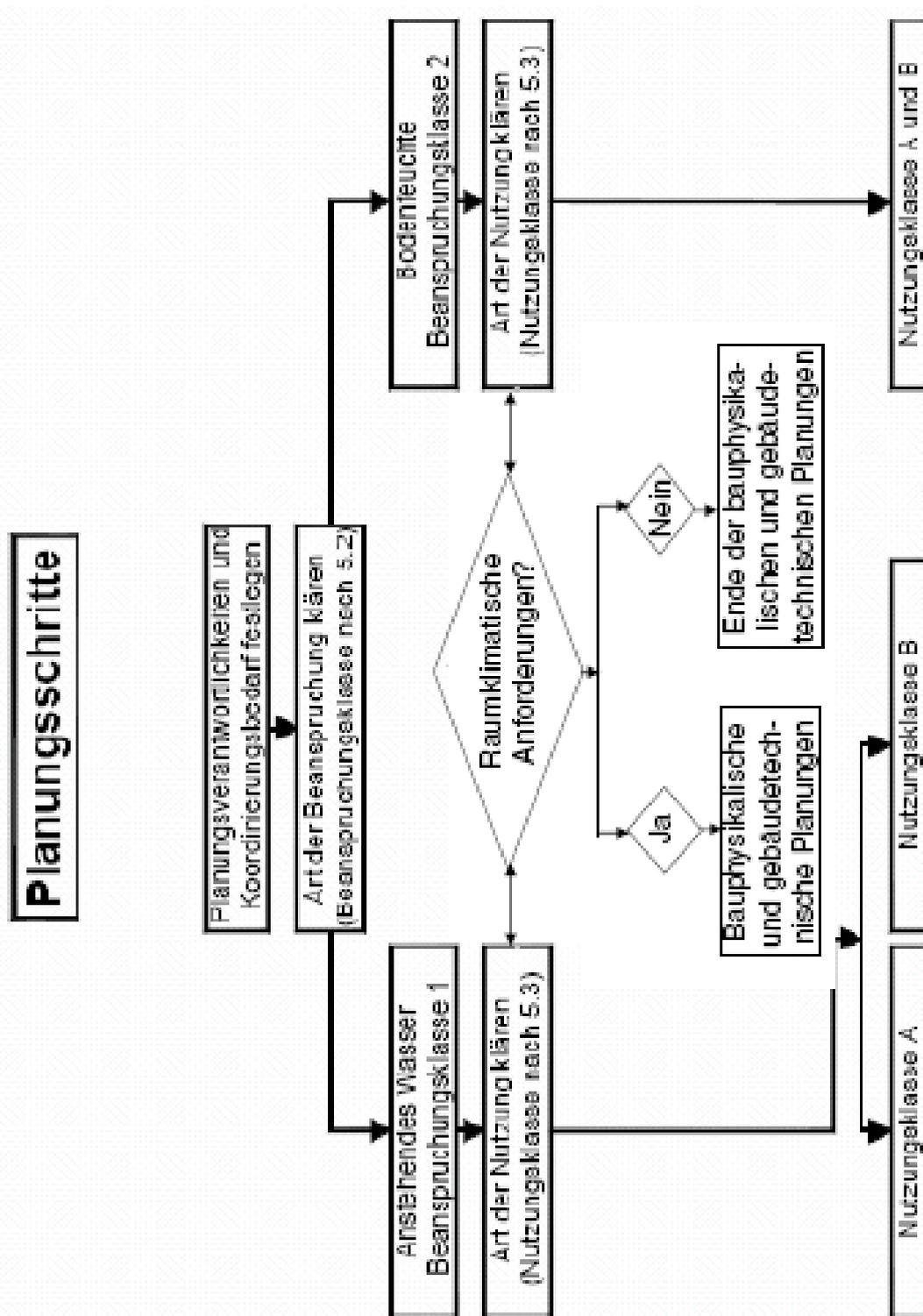


Abb. 7: Planungsschritte nach DAfStb – Heft 550 [2]
(Ausschnitt)

Um die Zugänglichkeit der Wanne sicher zu stellen sollten soweit möglich:

- Installationen, Aggregate u. ä. an Innenwänden mit einem Mindestabstand zu Außenwänden angebracht werden (Abbildung 8),
- auf Wandverkleidung, rissüberbrückende Beschichtungen und schwimmende Bodenbeläge verzichtet werden,

Der Mindestabstand zu Wänden richtet sich nach dem erforderlichen Arbeitsraum für Abdichtungsarbeiten. Je größer die Wandstärke, desto mehr Arbeitsraum wird benötigt, um die Risse in einem Winkel von 45° [18] in Wandmitte anzubohren. Bei Wanddicken von 30 cm sind 50 (besser 60) cm das absolute Mindestmaß. Bei 80 cm Wandstärke reichen etwa 100 cm. Bei trockenen Rissen in dünneren Wänden können auch Klebepacker verwendet werden. Insbesondere schwimmende Bodenbeläge bergen die Gefahr, dass evtl. auftretende spätere Leckagen nur mit sehr großem Aufwand geortet werden können. Falls die genannten Punkte zur Sicherstellung der Zugänglichkeit nicht eingehalten werden können, ist zumindest darauf zu achten, dass die erste Wasserbelastung zu einem Zeitpunkt erfolgen kann, wo die Zugänglichkeit noch gegeben ist, weil dann erst Undichtigkeiten in der Wanne sicher erkannt werden können. Insbesondere feine Risse oder undichte Fugen werden erst bei Wasserdurchtritt sichtbar. Als zweckmäßig haben sich auch Systeme erwiesen, die unter dem Bodenbelag eine gewisse Wasserabfuhr ermöglichen (z. B. Drainageschicht oder Doppelnboden mit Pumpensämpfen).

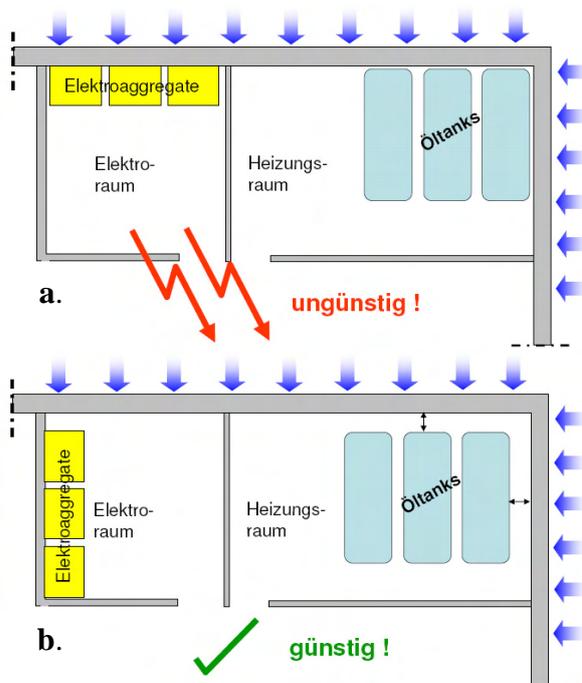


Abb. 8: ungünstige (a.) und zweckmäßige (b.) Anordnung von Installationen in Wannen

Wenn die genannten Punkte nicht umsetzbar sind, empfiehlt es sich, andere Entwurfsgrundsätze zu Grunde zu legen. Es macht z. B. wenig Sinn, sehr geringe Rissbreiten anzustreben, wenn von vorne herein klar ist, dass die erste Wasserbeanspruchung erst während der Nutzung erfolgt und auch temporäre Wasserdurchtritte zu diesem Zeitpunkt nicht mehr toleriert werden können.

4.4 Vorüberlegungen bei Entwurfsgrundsatz a „Vermeidung von Trennrissen“

Im Stahlbetonbau ist i. d. R. davon auszugehen, dass Risse nicht zielsicher vermieden werden können. Durch eine Kombination von konstruktiven, beton- und ausführungstechnischen Maßnahmen ist es jedoch möglich, deren Auftreten weitgehend zu verringern. Diese Maßnahmen sind:

- Reduzierung von Spannungen durch zwängungsarme Lagerung und Anordnung von Fugen,
- Reduzierung der maximalen Bauteiltemperatur durch niedrige Frischbetontemperatur, Verwendung von Betonen mit geringer Wärmeentwicklung und Bauteilinnenkühlung,
- Steuerung des Abflusses der Hydratationswärme durch gezielte Nachbehandlungs- und Schutzmaßnahmen,
- Schutz vor großen Temperaturwechselbeanspruchungen während Bauzeit und Nutzung.

Das Vermeiden von Rissen ist eine anspruchsvolle Aufgabe und die genannten Maßnahmen zum Teil mit großen Aufwendungen verbunden. Im Einzelfall sollte daher eine sorgfältige Kosten – Nutzen – Abwägung erfolgen, welche Maßnahmen sinnvoll sind. Aufgrund des hohen Aufwandes ist der Entwurfsgrundsatz a bei geringer Beanspruchung (Beanspruchungsklasse 2) und geringen Nutzungsanforderungen (Nutzungsklasse B) meist nicht zweckmäßig. Der Ansatz kommt sinnvollerweise dort zur Anwendung, wo Wasserdurchtritte nicht toleriert werden können und das abdichtende Verpressen z. B. aufgrund von unvermeidbaren Installationen (Abbildung 8a.) oder Art der Nutzung und Zeitpunkt der Wasserbeaufschlagung (z. B. nicht akzeptabler Nutzungsausfall und unvorhersehbare Hochwasserereignisse) nicht ohne weiteres möglich ist. Dabei sollte jedoch berücksichtigt werden, dass eine rissfreie Ausführung großflächiger Bodenplatten insbesondere unter ungünstigem Witterungseinfluss nicht immer möglich ist.

In Abbildung 9 sind am Beispiel einer üblichen Wanne im Hochbau Maßnahmen farblich hinterlegt, die bei geringem Aufwand mindestens mäßigen Nutzen bzw. bei mittlerem Aufwand mindestens hohen Nutzen bringen. Im Einzelfall hängen sowohl Nutzen als auch Aufwand stets von den konkreten

Randbedingungen und der Ausführungsart ab, wie an den folgenden Beispielen gezeigt werden soll.

4.4.1 Zwängungsarme Lagerung

Um Zwangsspannungen in Bodenplatten von Wannen zu minimieren, müssen Verzahnungen mit dem Untergrund vermieden und die Gleitreibung zwischen Betonplatte und Untergrund möglichst reduziert werden. Die Reduzierung der Gleitreibung durch geeignete Gleitschichten (z. B. durch eine doppellagige PE – Folie auf einer geglätteten Sauberkeitsschicht) ist mit vergleichsweise geringem

	Aufwand / Kosten		
	gering	mittel	hoch
Zwängungsarme Lagerung		+	
Fugenausbildung		+	
Reduzierung Frischbeton-temperatur	0		
Aktive Frischbetonkühlung			0 / +
Betone mit geringer Wärmeentwicklung	+		
Bauteilinnenkühlung			+
Steuerung des Wärmeabflusses	0 / +		

Abb. 9: Kosten – Nutzen – Abwägung für rissvermeidende Maßnahmen: „+“ = hoher Nutzen, „0“ = mäßiger Nutzen, „0/+“ = Abhängig von Randbesingungen

Aufwand verbunden, bringt allerdings insbesondere bei dicken Bodenplatten nur bedingt einen Erfolg. Bei dünneren Platten kann jedoch – ähnlich wie bei Industrieböden – durch hochwertige Gleitschichten (PTFE – beschichtete Folie, Bitumenschweißbahnen) eine deutliche Verbesserung erzielt werden [14].

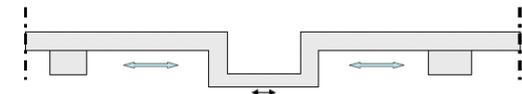
Noch wichtiger als die Ausbildung von Gleitschichten ist insbesondere bei dicken Platten die weitgehende Vermeidung von Verzahnungen mit dem Untergrund. Diese entstehen z. B. durch:

- Einzel-, Streifenfundamente,
- Unterfahrten, Querschnittsänderungen,
- Verankerungen im Untergrund (z. B. zur Auftriebssicherung).

Hierzu ist es oft unvermeidbar, den Querschnitt der Bodenplatte zu vergrößern (Abbildung 10). Dies bringt durch die damit verbundenen Mehrmassen und erweiterten Erdarbeiten oft einen erheblichen Aufwand mit sich, ist jedoch für eine rissarme Bauweise unabdingbar.

4.4.2 Fugenausbildung

Fugen in Wannen aus Beton sind erforderlich um das Bauwerk in ausführbare Abschnitte aufzuteilen (Arbeitsfugen), größere Dehnungen aufzunehmen und Zwangsspannungen zu reduzieren (Arbeitsfugen, Dehnfugen, Sollrissfugen,...). Bewegungsfugen sollten dabei wenn möglich vermieden werden, da sie hinsichtlich der Dichtheit stets Schwachstellen darstellen.



a) ungünstig: dünne Platte auf Einzel- / Streifenfundamenten



b) günstig: dicke Platte ggf. bei Querschnittsänderungen geoutet

Abb. 10: Reduzierung von Verzahnungen mit dem Untergrund durch Querschnittsvergrößerung der Bodenplatte und Ausbildung von Vouten an Unterfahrten

Bei Wänden entsteht ein Großteil der Risse durch Zwangsspannungen infolge der Bauteilverkürzung beim Abfließen der Hydratationswärme (siehe Abschnitt 2.2), da die Wandscheibe am Fuß durch die vorab betonierete Bodenplatte gehalten wird. Um die entstehenden Zwangsspannungen zu reduzieren, wird die Länge der einzelnen Betonierabschnitte je nach Bauteilabmessung auf i. d. R. 5 – 10 m begrenzt. Je länger der Betonierabschnitt, je geringer die Wandstärke und –höhe, desto größer ist das Rissrisiko. In [15] wird z. B. empfohlen, den Fugenabstand auf höchstens die 2 – fache Wandhöhe zu begrenzen.

Oft sind aus baubetrieblichen Gründen längere Wandabschnitte wünschenswert, um die Schalungsvorhaltung zu reduzieren und den Baufortschritt zu beschleunigen. In diesen Fällen kann die Rissgefahr durch den Einbau von Sollrissfugen (z. B. Abbildung 11) reduziert werden.

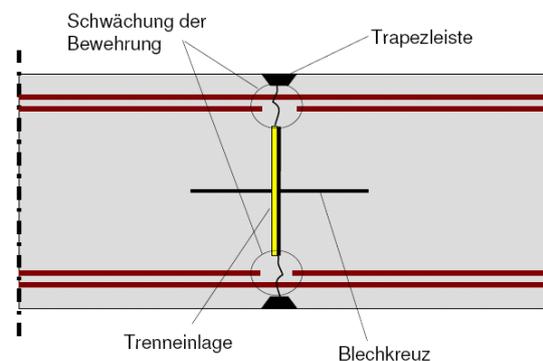


Abb. 11: Wandquerschnitt mit aufgehender Sollrissfuge

Wichtig ist hierbei, dass neben einer ausreichenden Querschnittsschwächung ($\geq 1/3$ Bauteildicke) an der Sollrissstelle eine ausreichende Schwächung der Querbewehrung (mindestens 50, besser 70 %) erfolgt. Die Erfahrung zeigt, dass ohne Schwächung der Bewehrung der Riss nicht hinreichend sicher an der Sollrissstelle entsteht. Sofern eine Schwächung der Bewehrung aus statischen Gründen nicht erfolgen kann sollten auf Sollrissfugen verzichtet und stattdessen kürzere Wandabschnitte vorgesehen werden.

Die immer noch häufig anzutreffende Ansicht, das Betonieren der Wände im sogenannten Pilgerschrittverfahren (Abbildung 12) sei hinsichtlich der Rissbildung günstiger, kann nicht bestätigt werden. Zwar zeigen die im 1. Schritt (Abbildung 11 a) betonierten Wandabschnitte ein günstiges Rissverhalten; dafür reißen die Abschnitte des 2. Schritts /Abbildung 12 b) um so mehr, da die Scheiben nicht nur an der Bodenplatte, sondern zusätzlich beidseitig an den im 1. Schritt betonierten Wänden gehalten werden. Ein günstigeres Rissverhalten kann erreicht werden, wenn die im 2. Schritt betonierten Abschnitte deutlich schmaler (Temperaturgassen) ausgeführt werden.

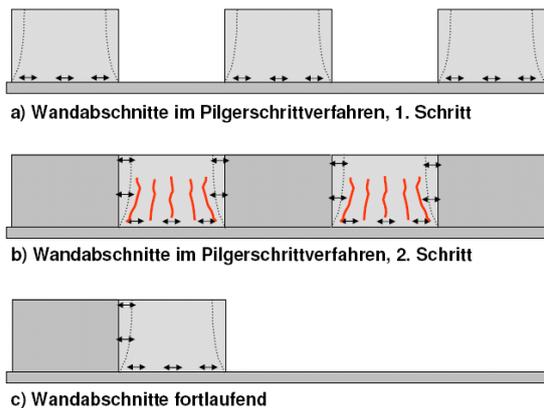


Abb. 12: Wandbetonage im Pilgerschrittverfahren (a-b) und fortlaufend (c)

In Bodenplatten werden Arbeitsfugen anders als bei Wänden meist aus baubetrieblichen Gründen angeordnet, um die Größe von Betonierabschnitten zu reduzieren. Die Erfahrung zeigt, dass bei zwingungsarmer Lagerung (Abschnitt 4.4.1) und geeigneter Betontechnologie (Abschnitt 4.4.4) die Rissanfälligkeit bei Bodenplatten kleiner als bei Wänden ist. Eine zielsichere Vermeidung von Rissen ist jedoch insbesondere bei ungünstigen Randbedingungen nur bei sehr kleinen Platten möglich. Eine Unterteilung größerer Platten in kleine Felder ist nicht praxisgerecht, da die Bewehrung in der Regel nicht geschwächt werden kann und die Ausbildung von Sollrissfugen analog den Wänden i. d. R. nicht machbar ist.

Im Regelfall sind Fugen mit einer geeigneten Fugenabdichtung (z. B. Fugenblech, -band) zu verse-

hen. Bei überdrückten Arbeitsfugen (z. B. Bodenplatte – Wand – Anschluss) kann bei dickeren Querschnitten (≥ 30 cm) u. U. auf eine Fugenabdichtung verzichtet werden, wenn die Arbeitsfuge durch Freilegen des Korngerüsts und verlängerte Nachbehandlung sorgfältig vorbehandelt wird und das Anbetonieren mit einer Anschlussmischung mit verringertem Größtkorn erfolgt. Da auch kleinere Fehler bei dieser Ausführungsvariante (Kiesnester im Anschlussbereich, trocknete, staubige Oberflächen, Entmischungen am Wandfuß) meist zu Undichtigkeiten führen, ist hierbei stets ein erhöhter Qualitätssicherungsaufwand mit Abnahme und Dokumentation der einzelnen Arbeitsschritte erforderlich.

Ohne weiteren Nachweis dürfen nach wu – Richtlinie Fugenbänder nach DIN 7865 [16] und DIN 18541 [17] oder unbeschichtete Fugenbleche mit einer Mindestdicke von 1,5 mm verwendet werden. Alle anderen Fugenabdichtungssysteme bedürfen eines Allgemeinen Bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses (ABP). Folgende Kriterien sind bei der Wahl des Fugenabdichtungssystems entscheidend:

- Wirksamkeit,
- Robustheit,
- Einfache Handhabung,
- Nachträgliche Sanierbarkeit,
- Wirtschaftlichkeit,
- Erfahrungen des Ausführenden.

Insbesondere verschweißte Fugenbleche und innenliegende Fugenbänder haben sich als baustellengerechte robuste und wirksame Fugenabdichtungssysteme bewährt. Andere Systeme können ebenso geeignet sein, jedoch sollte deren Zweckmäßigkeit im konkreten Einzelfall geprüft werden.

Die Festlegung und Detailplanung der Fugen muss bereits im Planungsstadium erfolgen. Bei innenliegenden Abdichtungen ist dabei auf ausreichende Bauteildicken zu achten. Aufkantungen in der Arbeitsfuge Bodenplatte / Wand setzen z. B. eine Wandstärke von mindesten 30 cm voraus. Wenn möglich sollten Aufkantungen vermieden werden, da sie immer eine Schwachstelle bilden. Bei dicken Bodenplatten ist es z. B. möglich, die Bewehrung im Randbereich so abzubiegen, dass auf eine Aufkantung verzichtet werden kann.

4.4.3 Frischbetontemperatur und Bauteilinnenkühlung

Die Verkürzung des Bauteils beim Abfließen der Hydrationswärme und damit die auftretenden Zwangsspannungen hängen maßgebend von der Maximaltemperatur ab, die sich während der Hydratation im Bauteil einstellt. Diese ist um so höher, je größer die Hydrationswärmeentwicklung im Beton (siehe Abschnitt 4.4.4) und je geringer die Frischbetontemperatur ist. Im Winter sind daher die Vorräus-

setzungen für rissfreies bzw. -armes Bauen deutlich günstiger. Die Frischbetontemperaturen liegen i. d. R. bei etwa 8 – 15 °C und die niedrigen Umgebungstemperaturen verhindern ein Aufheizen des Betons während Lieferung, Einbau und Erhärtung. Im Sommer können bei anhaltender Hitze auch Temperaturen über 30 °C nicht ausgeschlossen werden, was zu einem entsprechend höheren Rissrisiko führt.

Durch Maßnahmen wie z. B.

- Verwendung von Kaltwasser (kein Restwasser),
- Berieselung der Gesteinskörnungen mit Kaltwasser,
- Beschattung der Gesteinskörnungen,
- Verlegung der Betonierzeit in die kühlere Nachtzeit.

kann die Frischbetontemperatur reduziert werden. Um jedoch auf Dauer Temperaturen unter z. B. + 25 °C (wie z. B. in [3] gefordert) zu garantieren sind aktive Kühlmaßnahmen unvermeidbar. Eine aktive Kühlung des Frischbetons kann z. B. durch Kühlung mittels Flüssigstickstoff oder Zugabe von Scherbenis erfolgen. Jegliche Formen der aktiven Frischbetonkühlung sind insbesondere bei kleinen bis mittleren Mengen mit erheblichem Mehraufwand verbunden der in den seltensten Fällen durch den damit verbundenen Vorteil gerechtfertigt wird.

Viele Maßnahmen der Frischbetonkühlung wie z. B. das Einblasen von Flüssig – Stickstoff direkt in den Fahrmischer haben abgesehen von den i. d. R. verlängerten Einbauzeiten den Nachteil, dass nur kurzfristig eine Kühlung des Zementleims erfolgt. Im Frischbeton wird dann zwar eine niedrige Betontemperatur gemessen; der Kühleffekt allerdings sehr schnell durch den hohen Anteil an „heißer“ Gesteinskörnung aufgehoben.

Bei allen im Betonwerk oder auf der Baustelle geplanten Kühlmaßnahmen sind bei Massenbetonen auch die logistischen Randbedingungen zu beachten. Auch größere Transportbetonwerke lagern z. B. selten mehr als 600 t Gesteinskörnung. Da dies gerade mal für etwa 300 -350 m³ Beton reicht, werden die Betonwerke bei größeren Betonagen ständig mit frischen Ausgangsstoffen beliefert. Eine Beschattung oder Berieselung der Zuschläge bringt in diesen Fällen einen verhältnismäßig geringen Effekt, da der Einfluss des Transports und der Vorlagerung die kurze Verweildauer im Betonwerk überwiegt. Die Einbeziehung der Transportwege in Überlegungen zur Kühlung bedarf eines sehr hohen Abstimmungs- und Kontrollaufwandes.

Bei einer Bauteilinnenkühlung wird die entstehende Hydratationswärme durch ins Bauteil eingebettete „Wasserleitungen“ abgeführt. Hierdurch kann die Bauteiltemperatur und damit die Rissgefahr wirksam begrenzt bzw. gesteuert werden. Aufgrund des damit verbundenen hohen Aufwandes kommt die

Bauteilinnenkühlung eher im Ingenieurbau vor und ist für den allgemeinen Hochbau bislang ohne nennenswerte Bedeutung.

4.4.4 Betone mit geringer Wärmeentwicklung

Bessere und vor allen Dingen wirtschaftlichere Erfolge bei der Begrenzung der Bauteiltemperatur als durch Reduzierung der Frischbetontemperatur (Abschnitt 4.4.3) erzielt man durch Verwendung von Betonrezepturen mit niedriger Wärmeentwicklung. Dabei ist jedoch auf eine ausreichende Festigkeitsentwicklung zu achten, da es ansonsten trotz der geringen Wärmeentwicklung zu Rissen infolge der niedrigen Zugfestigkeit des Betons kommen kann [19]. Für massige Bauteile kommen Betone mit sehr niedriger Wärmeentwicklung (VLH - Zemente) oder Betone mit hohem Anteil von Steinkohlenflugasche und Zementen mit niedrigem Portlandzementklinker – Anteil (z. B. CEM III) zum Einsatz. Für sehr dicke Platten konnten sehr gute Ergebnisse mit Betonen mit Zementgehalten deutlich unter 200 kg/m³ auf Basis einer Zustimmung im Einzelfall oder Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erzielt werden [20,21].

Generell ist zu beachten, dass es gerade bei kleinen bis mittelgroßen Projekten kaum möglich ist, die Verwendung bestimmter Ausgangsstoffe vorzuschreiben, da man an die in den Lieferwerken der Region vorgehaltenen Ausgangsstoffe gebunden ist. Insbesondere VLH – Zemente sind in vielen Lieferwerken aufgrund begrenzter Silokapazitäten nicht verfügbar.

Für dünnere Bauteile werden insbesondere im Winter auch schnellere Zemente mit höheren Zementgehalten eingesetzt um hinreichende Frühfestigkeiten und die Wintertauglichkeit der Betone sicherzustellen.

4.4.5 Steuerung des Wärmeabflusses und Nachbehandlung

Die für die Dichtigkeit des Betons entscheidenden Trennrisse können auch durch die Nachbehandlung kaum beeinflusst werden. Auch die Dichtheit des Betongefüges wird durch die Nachbehandlung lediglich in der Betonrandzone beeinflusst. Die Nachbehandlung ist somit vorrangig für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen und weniger für deren Dichtheit entscheidend.

Von größerem Einfluss für die Trennrissbildung ist ggf. die Steuerung des Wärmeabflusses, z. B. durch wärmedämmende Maßnahmen. Wird die Dämmung zu früh aufgebracht, so erhöht sich die Bauteiltemperatur und damit das Rissrisiko. Wird eine Dämmung jedoch erst nach Überschreitung des Temperaturmaximums aufgebracht, so fließt die Hydratationswärme langsamer ab und die Bauteilverkürzung kann eher durch Relaxation aufgenommen werden. Außerdem wird die Zugfestigkeitsent-

wicklung des jungen Betons beschleunigt. Beide Effekte wirken der Rissbildung entgegen.

Während eine Dämmung von Wänden mit vergleichsweise geringem Aufwand verbunden ist, sind derartige Maßnahmen bei Bodenplatten äußerst störend und behindern den Baufortschritt erheblich. Da die Dämmung erst nach Überschreitung des Temperaturmaximums erfolgen darf, müsste dies bei einer 1 m dicken Platte nach etwa 2 Tagen erfolgen. Zu diesem Zeitpunkt sind die Arbeiten für die aufgehenden Bauteile in vollem Gange und die Plattenfläche wird als Lagerfläche für Bewehrung, Schalung und anderes genutzt. Die für die Rissbildung durchaus sinnvolle Maßnahme würde für die Baustelle demnach einen nahezu Stillstand für mehrere Tage bedeuten.

4.5 Vorüberlegungen bei Entwurfsgrundsatz c „Zulassen und planmäßiges Abdichten von Trennrissen“

Der Entwurfsgrundsatz c eignet sich insbesondere dann, wenn

- später Zwang während der Nutzung weitgehend ausgeschlossen ist,
- die maßgebende Wasserbelastung so frühzeitig erfolgen kann, dass vor Ausbau und Nutzung ausreichend Zeit zum Erkennen und Abdichten von Rissen verbleibt,
- hoher Nutzungsanforderung (Nutzungsstufe A).

Sofern die genannten Voraussetzungen gegeben sind, ist der Entwurfsgrundsatz c eine sehr wirtschaftliche und sicher umzusetzende Bauweise. Die Abdichtung der Risse erfolgt normalerweise durch eine Rissinjektion mit Polyurethanharz nach [18]. Durch das Zulassen breiterer Risse werden die Verpressarbeiten vereinfacht und die Gesamtlänge an Rissmetern und damit die Verpresskosten reduziert. Außerdem kann die rissbreitenbeschränkende Bewehrung meist deutlich reduziert werden, was die Betonierbarkeit der Bauteile erleichtert und wiederum wirtschaftliche Vorteile bringt.

Wenn die maßgebende Wasserbelastung nicht rechtzeitig vorliegt (z. B. Schichtenwasser oder Hochwasserereignis) besteht das größte Problem in der sicheren Erkennung von Trennrissen und deren Unterscheidung von unproblematischen Oberflächenrissen. Trennrisse werden meist erst bei Wasserdurchtritt sicher erkannt. Auch zeigt sich der Erfolg einer Rissverpressung erst bei Wasserbeanspruchung, was die zielsichere Abdichtung im Vorfeld erschwert.

Bei spätem Zwang (z. B. starke Temperaturwechselbeanspruchung ungeschützter Bauteile) besteht die Gefahr, dass ein Riss erst während der Nutzung entsteht bzw. soweit aufgeht, dass ein Wasserdurch-

tritt erfolgt. Da die Rissbreite in diesem Fall nur geringfügig (z. B. 0,4 mm) begrenzt wird, fällt auch der Wasserdurchtritt in diesen Fällen größer aus.

4.6 Differenzierte Anwendung der Entwurfsgrundsätze

Die in Abschnitt 4.3 bis 4.5 beschriebenen Aspekte bei der Anwendung der Entwurfsgrundsätze nach wu – Richtlinie legen es in vielen Fällen nahe, je nach Zweckmäßigkeit unterschiedliche Entwurfsgrundsätze für verschiedene Bereiche einer Wanne anzuwenden. So kann z. B. für die Tiefgarage im 2. Untergeschoss einer Wanne – wo die Wasserbelastung schon während der Bauzeit herbeigeführt werden kann – der Entwurfsgrundsatz b „Rissbreiten begrenzen“ sinnvoll sein, da geringe Wasserdurchtritte unproblematisch sind, die Selbstheilung abgewartet werden kann und alle Bauteile für evtl. erforderliche spätere Abdichtungen gut zugänglich bleiben. Im 1. UG mit höherwertiger Nutzung und umfangreichen Ausbauarbeiten kann dagegen z. B. durch Anordnung von Sollrissfugen und betontechnologische Maßnahmen der Entwurfsgrundsatz a „Risse vermeiden“ zur Anwendung kommen.

Abbildung 13 zeigt ein weiteres Beispiel zur differenzierten Anwendung der Entwurfsgrundsätze. Die Optimierung der Verwendung der Entwurfsgrundsätze setzt eine enge Koordination zwischen Bauherr (Nutzer), Planer, Rohbauer und technischer Gebäudeausstattung voraus. Um die vielfältigen Vorteile der Bauweise „Weiße Wanne“ wirklich nutzen zu können, ist diese enge Abstimmung unverzichtbar.

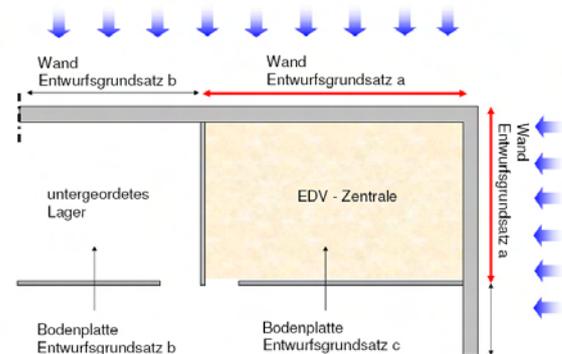


Abb. 13: Beispiel für differenzierte Anwendung der Entwurfsgrundsätze

5 Literatur

5.1 Literaturhinweise

- [1] Ausschuss für Stahlbeton (2003) DAfStb – Richtlinie Wasserundurchlässige Bauteile aus Beton (wu – Richtlinie)
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2006) Erläuterungen zur DAfStb – Richtlinie Wasserundurchlässige Bauteile aus Beton. Schriftenreihe des

Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 555, Berlin

[3] Bundesanstalt für Straßenwesen (2003, Überarbeitete Fassung vorgesehen für Feb. 2008) Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Verkehrsblatt – Verlag, Dortmund

[4] Beddoe, R. E., Springenschmid, R. (1999) Feuchttransport durch Bauteile aus Beton, Beton und Stahlbetonbau 94, S. 158 – 166

[5] Schäper, M., Kreye, J. (2007) Kein kritischer Wasserdampfdurchtritt in WU-Betonkonstruktionen, Beton und Stahlbetonbau 102, S. 427 – 438

[6] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin, Juli 2001

[7] Eifert, E., Beddoe, R., Springenschmid, R. (2002) Feuchttransport in WU-Bauteilen unter baupraktischen Bedingungen, Beton 2, S. 80 – 81

[8] Wiens, U., Alfes, C., (2007) Feuchttransport in Bauteilen aus wasserundurchlässigem Beton, Beton- und Stahlbetonbau 6, S. 380 – 387

[9] Deutscher Beton- und Bautechnik – Verein E.V. (2006) Merkblatt Rissbildung – Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau, Berlin

[10] Ripphausen, B.: (1989) Untersuchungen zur Wasserundurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation an der RWTH Aachen

[11] Edwardsen, C. K. (1996) Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 455, Berlin

[12] DIN 18195-1: Bauwerksabdichtungen – Teil 1: Grundsätze, Definitionen, Zuordnung der Abdichtungsarten, Beuth Verlag, Berlin, August 2000

[13] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin, Juli 2001

[14] Deutscher Beton- und Bautechnik – Verein E.V. (2004) Merkblatt Industrieböden aus Beton für Frei- und Hallenflächen, Berlin

[15] Lohmeyer, G. (2000) Weiße Wannen – einfach und sicher, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf

[16] DIN 7865: Elastomer – Fugenbänder zur Abdichtung von Fugen in Beton, Beuth Verlag, Berlin, 2008

[17] DIN 18541: Fugenbänder aus thermoplastischen Kunststoffen zur Abdichtung von Fugen in Beton Beuth Verlag, Berlin, 2006

[18] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2001) DAfStb – Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

[19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2005) DAfStb – Richtlinie Massige Bauteile aus Beton

[20] Becker, A. (2005) Flugasche in Beton für massige Bauteile – Anwendungsbeispiele für eine bauaufsichtliche Zulassung, BVK/VGB – Fachtagung Flugasche im Beton – neue Erkenntnisse, Frankfurt

[21] Deutsches Institut für Bautechnik (2003) Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-3.51-1816 HOCHTIEF Massenbeton (MBG), Berlin

[22] Deutscher Beton- und Bautechnik – Verein E.V. (2007) Merkblatt Hochwertige Nutzung von Räumen in Untergeschossen, unveröffentlichter Entwurf, erscheint voraussichtlich 2008

6 Autor

Dipl.-Phys. Alfred Becker
HOCHTIEF Construction AG
HOCHTIEF Consult Materials
Farnstraße 91-97
64546 Mörfelden-Walldorf

Spezialtiefbau

Karsten Beckhaus

Zusammenfassung

Betonbauwerke im Untergrund - Infrastruktur für die Zukunft - wären ohne den Spezialtiefbau nicht denkbar. Die hochleistungsfähige Gerätetechnik kann aber erst mit Hilfe der modernen Baustofftechnologie in Kombination mit den jeweiligen Bauverfahren ausgenutzt werden.

Für Bohrpfähle und Schlitzwände im klassischen Spezialtiefbau wird überwiegend Beton nach Norm eingesetzt, der sich aber in seiner Zusammensetzung und den Frischbetoneigenschaften teilweise deutlich von den im Hochbau eingesetzten Rüttelbetonen unterscheidet. Für große Dichtwandprojekte wird auch oft ein so genannter Erdbeton oder plastic concrete verwendet, der in Baustellenmischanlagen aus aufbereitetem Boden als Gesteinskörnung, Zement, Wasser und ggf. Tonmehl gemischt wird und sich anders als Beton nach Norm durch eine geringe Zielfestigkeit und ein hohes Verformungsvermögen auszeichnet.

Zwischen tiefen Baugruben-Verbauwänden erforderliche Aussteifungssohlen sind ein Anwendungsgebiet für die Hochdruckinjektion (HDI). Hier dient als Gesteinskörnung der anstehende Boden, dessen Eignung also nicht beeinflussbar ist. Das Mixed-In-Place-Verfahren (MIP) nutzt dagegen gezielt - und ressourcenschonend - einen meist grobkörnigen Boden, um damit z.B. tragfähige Wandelemente herzustellen. Bei beiden Verfahren entsteht durch das Vermischen mit Zementsuspension ein betonähnlicher Baustoff mit geringer Festigkeit: Bodenmörtel.

Im Beitrag wird gezeigt, dass durch den Einsatz von Baustoffen, die auf das konkrete Bauprojekt angepasst wurden, über den Standard-Spezialtiefbau hinaus Lösungen auch für besondere Anforderungen möglich sind, wobei der üblicherweise resultierende erhöhte Aufwand bereits in der Planung berücksichtigt werden muss.

1 Baustoffe und Bauverfahren im Spezialtiefbau

Im Spezialtiefbau werden je nach Aufgabenstellung sehr unterschiedliche Bauverfahren eingesetzt. Die klassischen Produkte, für die BAUER Spezialtiefbau weltweit als eines der führenden Unternehmen bekannt ist, sind Bohrpfähle und Schlitzwände sowie Verpressanker (Abbildung 1).

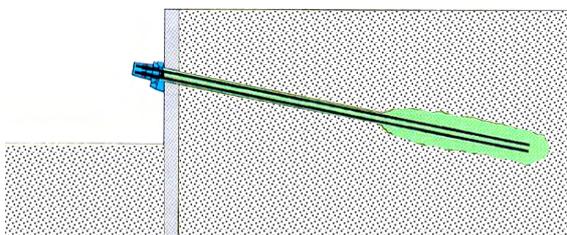


Abb. 1: Happy Birthday!
Der BAUER-Verpressanker wird 50

Weitere Verfahren sind unter anderem das Mixed-In-Place-Verfahren und die Hochdruckinjektion, bei denen durch das Vermischen des anstehenden Bodens mit Zementsuspension ein "betonähnlicher Baustoff" entsteht, während Gründungspfähle, Baugrubenumschließungen aus überschrittenen Bohr-

pfählen oder Schlitzwänden mit "Beton nach Norm" hergestellt werden.

1.1 Schlitzwände und Bohrpfähle aus Beton

In Abbildung 2 sind schematisch die Verfahrensschritte für einen verrohrt hergestellten Kelly-Pfahl gezeigt. Abbildung 3 zeigt das Herstellen eines gefrästen Schlitzes unter Tonsuspensionsstützung, die anschließend gegen eine frische Suspension ausgetauscht wird, bevor dann im Kontraktorverfahren betoniert werden kann.

Für die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Bohrpfahl- und Schlitzwandbetons gelten grundsätzlich DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 "Beton" [1]. Darüber hinausgehende Regelungen enthalten für "Ortbeton-Schlitzwände" die aktuell gültige DIN 4126 [2] bzw. zukünftig DIN EN 1538 [3] (nach Fertigstellung des nationalen Anwendungsdokuments) sowie für "Bohrpfähle" die DIN EN 1536 [4] zusammen mit DIN FB 129 [5].

Weil Spezialtiefbau-Beton in sehr großen Tiefen und oft unter Wasser oder unter Stützflüssigkeit eingebaut wird, außerdem der jeweils angetroffene Boden als Schalung dienen muss, sind für die Zusammensetzung des Betons anders als im Hochbau primär die Frischbetoneigenschaften maßgebend, vgl. DIN EN 1538: "Die Eigenschaften des erhärteten Betons in Bezug auf Festigkeit und Dauerhaftigkeit

sind so zu wählen, wie es die geforderte Verarbeitbarkeit erlaubt."

Die Schlitzwandnorm [2, 3] verweist hinsichtlich der Anforderungen an Beton zwar im Wesentlichen auf die Betonnorm, weist aber gleichzeitig auf die Anforderung einer hohen Frischbetonstabilität und

guten Fließfähigkeit besonders hin. In der Konsequenz lässt die Schlitzwandnorm zu, dass für Wände mit geforderter geringer Durchlässigkeit und hoher Verformbarkeit dem Beton planmäßig Ton oder Bentonit zugegeben wird.

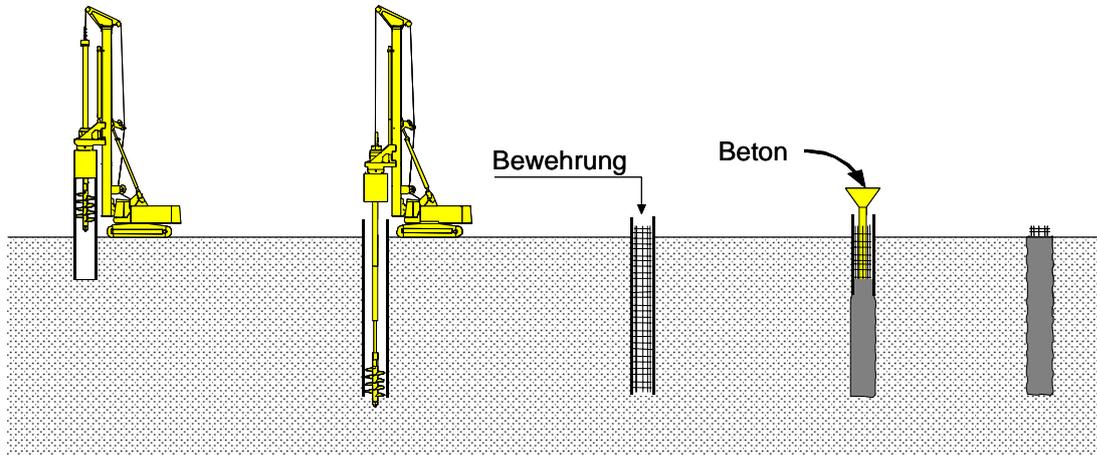


Abb. 2: Drehbohrverfahren - Herstellen eines verrohrten Kelly-Pfahls und Betonieren im Kontraktorverfahren

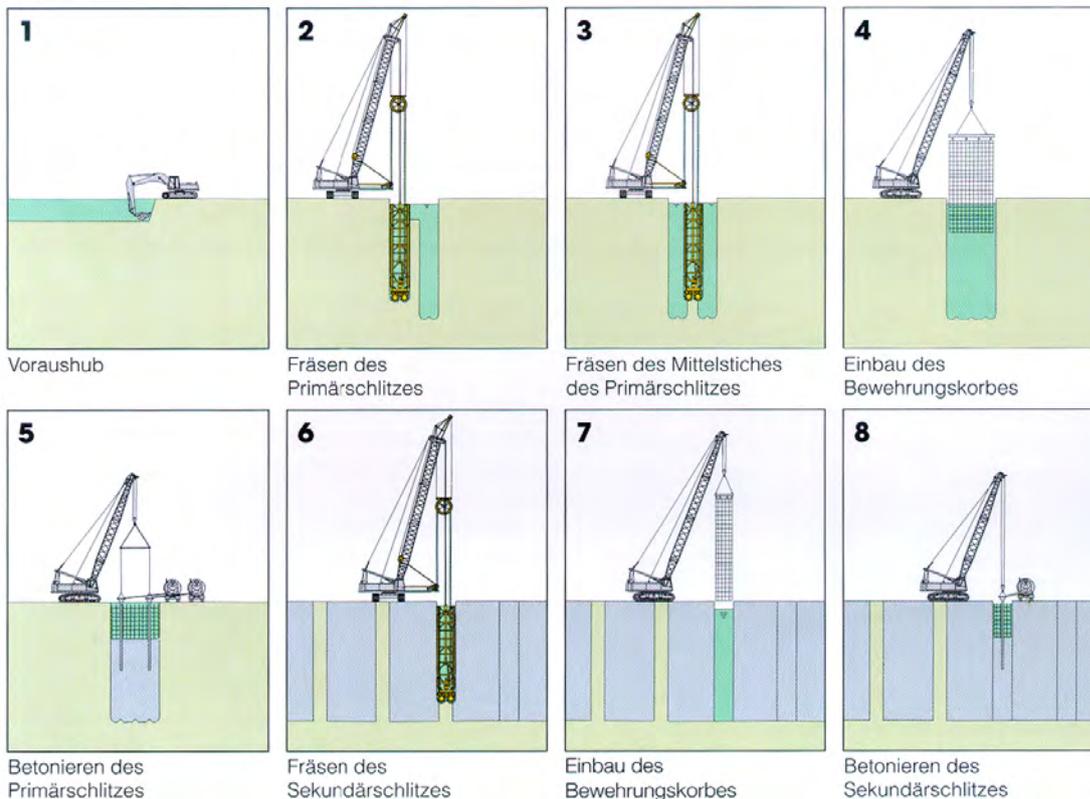


Abb. 3: Herstellung einer Ortbetonschlitzwand im Fräsverfahren - Betonieren unter Stützflüssigkeit

Verbindliche Prüfkriterien werden neben dem Mindestzementgehalt und dem Mehlkorngesamt im Wesentlichen für die Konsistenz aufgestellt. Die Bohrpfahlnorm [4] nennt exakte Grenzwerte für die

Konsistenz des einzubauenden Frischbetons. Beim Betonieren im Trockenen darf nach Tabelle 2 [4] das Ausbreitmaß nicht unter 46 cm und nicht über 53 cm sein, beim Einbringen von Unterwasserbeton im

Kontraktorverfahren sind die Grenzen 53 und 60 cm. Für unter Stützflüssigkeit eingebrachten Beton nennt die Bohrpfahlnorm 57 und 63 cm, während für die gleichen Randbedingungen bei Schlitzwänden nach DIN 4126 [2] ein Soll-Ausbreitmaß von 55 bis 60 cm angegeben wird und 63 cm nicht überschreiten darf. Unabhängig davon, ob solche Grenzwerte für die modernen Betone allgemeingültig sinnvoll angewendet werden können, stimmen diese Grenzwerte außerdem leider nicht mit denen der Konsistenzklassen der Betonnorm überein, was gelegentlich in der Kommunikation mit dem Transportbetonwerk zur Verwirrung führt; in der Praxis wird für den Spezialtiefbau meist nur zwischen dem sehr weichen "F4-Beton" (49 - 55 cm) für den Einbau im Trockenen und dem fließfähigen "F5-Beton" (56 - 62 cm) für den Unterwasserbeton unterschieden, was völlig ausreichen dürfte. Einschränkungen darüber hinaus sollten mit einem Zielwert gemäß Eignungsprüfung gesondert vereinbart werden.

Regelungen zum Größtkorn der Gesteinskörnung und zum Abstand der Bewehrungsstäbe sollen die ausreichende Verteilung des Betons im gesamten Querschnitt und die vollumfängliche Einbettung der Bewehrung sicherstellen.

Obwohl aber die Frischbetonstabilität im Spezialtiefbau bereits seit vielen Jahren von besonderer Bedeutung ist - lange bevor sie durch den selbstverdichtenden Beton (SVB) allgemein bekannt wurde - kann sie erfahrungsgemäß anhand der oben genannten groben Kennwerte nur ungenügend beschrieben werden. Besonders Betone mit den modernen Betonverflüssigern und Fließmitteln können anhand des Ausbreitmaßes oft nur ungenügend in ihrer Verarbeitbarkeit und in ihrem Frischbeton-Verhalten unmittelbar nach dem Einbau eingeschätzt werden. Ein Beton mit einem Ausbreitmaß von rund 60 cm kann trotz Einhaltung der normativen Anforderungen ungeeignet sein. Dabei kann ein mögliches Entmischen beim Schütten über große Tiefen ggf. noch optisch am Ausbreitverhalten erkannt werden. Von besonderem Interesse aber für das Verhalten des Betons unmittelbar nach dem Einbau sind die Neigung zur Segregation der Gesteinskörnungen im Frischbeton und das als Ausfiltern bezeichnete Absondern von Überschusswasser an den umgebenden Boden, insbesondere wenn ein nachträglicher Bewehrungseinbau erforderlich ist. Hier sind das Schneckenortbeton-Verfahren (SOB) und das Doppelkopfsystem (DKS) zu nennen. Mit einer Endlosschnecke der Boden ausgebohrt und beim Ziehen der Endlosschnecke der Beton durch die Seele der Schnecke in das freigegebene Bohrloch gepumpt wird. Während das SOB-Verfahren nur unverrohrt angewendet werden kann, wird beim DKS gleichzeitig eine Verrohrung mitgeführt.

"Filtert" ein Beton zu stark aus, d.h. gibt er zu viel Wasser an den umliegenden Boden ab, bevor der Korb eingestellt wurde, kann er auch mit zusätzlicher Rüttelenergie nicht mehr eingebracht werden und der Pfahl ist ggf. auszubohren und erneut herzustellen. Um den Widerstand eines Betons gegen Ausfiltern vorab, möglichst bereits in der Planungsphase beurteilen zu können, setzt BAUER Spezialtiefbau verstärkt auf eine spezielle Eignungsprüfung, in der Beton in einer Filterpresse auf dessen Verhalten unter einem hydrostatischen Druck von 5 bar untersucht wird, Abbildung 4.

Gleichartig zusammengesetzte Betone mit gleichem Ausbreitmaß, aber unterschiedlichen Betonverflüssigern, zeigen trotz optisch gleichartigem Zusammenhaltevermögen unter Druck einen deutlichen unterschiedlichen Widerstand gegen das Ausfiltern. Das kurzfristige Umstellen auf ein entsprechend geeignetes Zusatzmittel hat hierbei einen i.d.R. größeren Hebel als ein erhöhter Mehlkorngehalt.

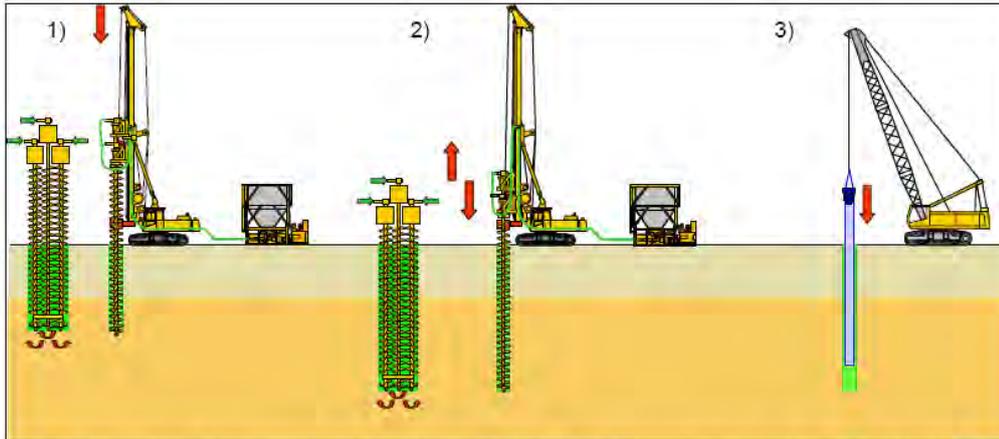


Abb. 4: Messung der Frischbetonstabilität mit der BAUER-Filterpresse; rechts: Filterkuchen

1.2 Mixed-In-Place und Hochdruckinjektion

Die beiden Verfahren Mixed-In-Place (MIP) und Hochdruckinjektion (HDI) der BAUER Spezialtiefbau GmbH sind in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt [6, 7]. Die Abbildungen 5 und 6 zeigen schematisch die Verfahrensschritte zur Erstellung eines verfestigten Bodenkörpers, dessen Druckfestigkeit wie bei Beton gemäß der statischen Bemessung nachzuweisen ist.

Die aktuell in Bearbeitung befindliche Neufassung der DIN 4093 [8, 9] wird ggf. zukünftig die Zulassungen zumindest teilweise ersetzen, wobei die neuen Festlegungen die der Zulassungen widerspiegeln werden - abgesehen von den in den Zulassungen teilweise noch enthaltenen globalen Sicherheiten. Spätestens mit der neuen Norm wird also die Bemessung endgültig auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt sein.



- 1) Einrichten des Bohrgerätes am Bohransatzpunkt und Abbohren der Dreifachschnocke unter Suspensionszugabe.
- 2) Mischen und Homogenisieren des Schlitzes durch Variieren der Schneckendrehrichtung und Auf- und Absenken des Anbauschlittens.
- 3) Einbau der Träger durch Einstellen bzw. Einrütteln in den frischen MIP-Schlitz.

Abb. 5: Verfahrensschritte bei der Mixed-In-Place-Technik

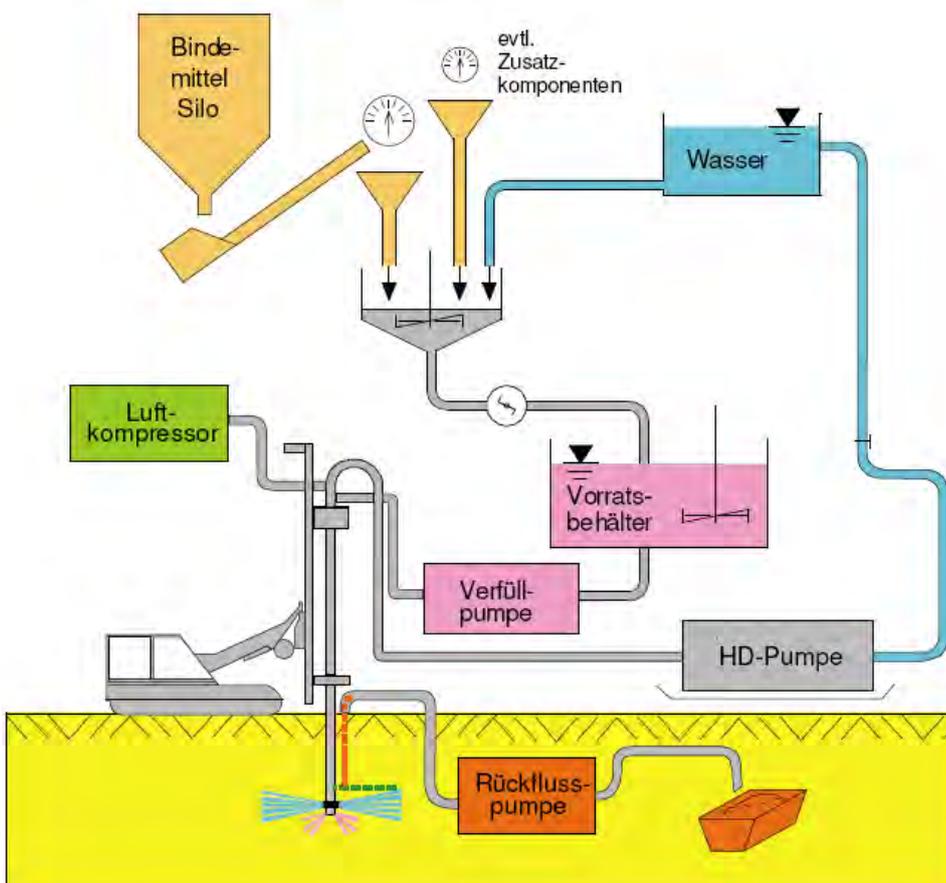


Abb. 6: Aufbau einer HDI-Anlage zum Düsen von Wasser und Verfüllen von Zementsuspension

Die Festlegung einer Bodenmörtelrezeptur erfolgt sowohl im Mixed-In-Place-Verfahren als auch bei der Hochdruckinjektion grundsätzlich ähnlich wie bei Beton. Entsprechend der nachzuweisenden charakteristischen Festigkeit werden über die bekannten Zusammenhänge von Normfestigkeit des Zements und Wasser-Zement-Wert sowie zusätzlich unter Beachtung des Feinkornanteils des Bodens die Zementsuspensionsrezeptur und die erforderliche Zugabemenge zum Boden abgeschätzt.

Abbildung 7 zeigt den üblichen Bereich der Zugabemengen für Zement, Wasser und Bentonit für eine "statische" MIP-Mischung. Über eine Eignungsprüfung mit Originalboden im Labor (MIP) oder in-situ, also komplett unter Baustellenbedingungen (HDI), wird dann der spezifische Einfluss des Bodens auf den Wasseranspruch und die Festigkeit überprüft. Während für grob- und feinkörnige Böden eine Prognose der Festigkeit i.d.R. gut gelingt, ist aber für die Verfestigung von Böden mit z. B. mehr als 5 % organischen Beimengungen in jedem Fall zu empfehlen, in der Eignungsprüfung eine Versuchsreihe mit unterschiedlichen Zementgehalten und während der Bauausführung eine erweiterte Qualitätsüberwachung durchzuführen.

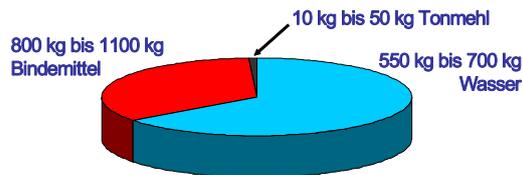


Abb. 7: Zement-Bentonit-Suspension für Mixed-In-Place: Volumetrische Zusammensetzung

Wie bei Spezialtiefbau-Beton wird auch bei MIP- und HDI-Mörtel die Mischungszusammensetzung maßgebend durch die Anforderungen an die Verarbeitbarkeit bestimmt. Der MIP-Mörtel muss ausreichend weich sein, um zu gewährleisten, dass Boden und Zementsuspension innerhalb des Bodenkörpers ausreichend homogen vermischt werden können, und innerhalb einer gewissen Zeitspanne stabil bleiben, damit eine fugenlose Wandscheibe aus den einzelnen Primär-, Sekundär- und Zusatzlamellen nach dem so genannten doppelten Pilgerschrittverfahren "nass in nass" hergestellt werden kann, vgl. Abbildung 8.

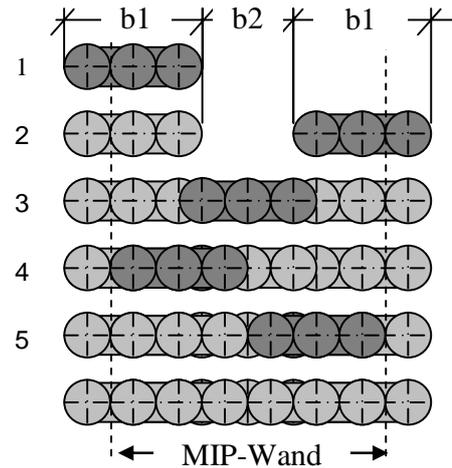


Abb. 8: Reihenfolge der MIP-Stiche für das "doppelte Pilgerschrittverfahren"



Abb. 9: Erforderliche Zugabemenge (qualitativ) einer Zementsuspension für eine weiche Konsistenz des Bodenmörtels

Abbildung 9 zeigt die für eine MIP-Verbauwand erforderlichen Zugabemengen in Abhängigkeit der Bodenart. HDI-Mörtel dagegen muss so fließfähig sein, dass der Rückfluss über den Ringraum der HDI-Bohrung oder eigene Entlastungsbohrungen hochsteigen und an der Bohrlochmündung ausfließen kann.

Bei Abweichungen der erforderlichen Festigkeit in der Eignungsprüfung von der Planung ist entweder die Mischungsrezeptur anzupassen oder der Bemessungswert der Druckfestigkeit zu ändern. In Einzelfällen kann auch die Zugabe verflüssigender Zusatzmittel erforderlich werden, um eine höhere Festigkeit zu erreichen.

Der übliche Bereich zu erreichender mittlerer (Serien-) Festigkeiten sowohl für HDI- als auch für MIP-Elemente mit statischer Funktion beträgt 5 bis etwa 20 N/mm². Verschiedene projektbezogene Untersuchungen, unter anderem zum Verbundverhalten und zum Frostwiderstand, zeigen ein grundsätzlich betonähnliches Verhalten, so dass auch rechnerische Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit auf Grundlage der für Beton bzw. Zementstein geltenden Transportmechanismen zulässig sind.

2 Besondere Spezialtiefbaulösungen mit Beton

2.1 Millimeter-Toleranz im Spezialtiefbau - Bauteilanschluss im Pfahlkopf

Für den Neubau einer großen Möbel-Halle wurden Gründungspfähle \varnothing 1000 mm und \varnothing 1500 mm hergestellt. Für die aufgehende Konstruktion waren Betonfertigteilstützen direkt an die bewehrten Bohrpfähle anzuschließen. Für die Verbindung wurden unmittelbar nach der Herstellung des Pfahls bis ca. 2,5 m lange Anschlussbolzen des finnischen Herstellers Peikko in den frischen Pfahlbeton eingebaut, vgl. Abbildung 9. Für die Sicherstellung der exakten Position der Stützen waren im Spezialtiefbau unüblich geringe Toleranzen von nur wenigen Zentimetern für die Position der Bolzengruppe im Pfahl und von nur wenigen Millimetern bei den Bolzen untereinander einzuhalten.



Abb. 9: Anschlussbolzen mit eingefrästem Gewinde und Bolzengruppe vor dem Einbau

Ein späteres Abspitzen von Überbeton war zu vermeiden, um die Anschlussbolzen nicht zu verletzen. Deshalb sollte der Pfahl nicht - wie üblich - über die Solloberkante hinaus betoniert werden. Eine Unterbrechung des Betonierens auf Unterkante der Anschlussbolzen (Leerböhrung) und ein späterer Einbau in Köcherfundamente waren u. a. wegen des

hohen Grundwasserstandes nur wenige dm unter dem Arbeitsplanum technisch nicht ausführbar.

Die besondere Anforderung an den Pfahlbeton bestand also darin, dass der Beton eine möglichst hohe Frischbetonstabilität aufweisen muss, um im Pfahlkopfbereich die erforderliche Qualität eines C30/37 zu gewährleisten. Ein Absacken der (groben) Gesteinskörnung bzw. eine Anreicherung von Zementleim im oberflächennahen Bereich sollte damit planmäßig auf ein Mindestmaß beschränkt werden.

Für diese optimale Frischbetonstabilität wurde der Pfahlbeton mit einem geringen w/z-Wert von maximal 0,50 und zusätzlich mit einem Stabilisierer hergestellt. Nach den Ergebnissen der Eignungsprüfung wurde der Zielwert des Ausbreitmaßes auf $a = 52 \text{ cm} (\pm 3 \text{ cm})$ festgelegt und entspricht damit nicht den angegebenen Werten der DIN EN 1536 für das Betonieren unter Wasser ($a \geq 53 \text{ cm}$). Um dennoch ein ausreichend gutes Ausbreitverhalten zu erreichen, enthielt der Beton vergleichsweise viel Mehlkorn (400 kg Zement + 50 kg Flugasche je m^3) und ein Größtkorn von nur 16 mm. Um mit dieser nicht fließfähigen Konsistenz F4 das Aufsteigen des Frischbetons beim Kontraktorverfahren im Bohrloch überhaupt zu gewährleisten, wurde der Beton mit einer Betonpumpe unter den Frischbetonspiegel gepumpt und solange eingefüllt, bis oben am Pfahlkopf Beton überlief, der offensichtlich nicht mehr mit Wasser aus der Bohrung vermischt war, siehe Abbildung 10.



Abb. 10: Frisch hergestellter Pfahlkopf auf vor dem Einbau der Anschlussbolzen



Abb. 11: Einbau der Bolzengruppe mit einer lokalen Lagegenauigkeit von $\pm 2,5$ mm

Nach dem Einbau (Abbildung 11) wurde der Pfahlkopf beton - mit feuchten Tüchern und darauf liegender Kunststoffolie abgedeckt - mindestens 3 Tage nachbehandelt. Festigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus den Bauwerkspfählen bestätigten mit im Mittel 44 N/mm^2 die für den Verbund erforderliche Betonqualität eines C30/37 im Pfahlkopf.

2.2 Grenzen überschreiten - Dränbeton als Pfahlbeton?

Für die Verfüllung von überschritten hergestellten Bohrungen, welche die Funktion einer Dränage übernehmen sollen, wird i.d.R. ein durchlässiger bis sehr stark durchlässiger Kies verwendet. Um aber trotz vorauseilender Verrohrung den i.d.R. nicht vollständig auszuschließenden Setzungen (bzw. einem gewissen Entzug des rolligen Kieses in den Primärpfählen) beim Überbohren der Primärpfähle zu entkommen, werden gelegentlich die Primärpfähle mit einem offenporigen Dränbeton hergestellt. Die Abstimmung von Gerätetechnik, Bohrverfahren und Materialauswahl aufeinander sind dabei von besonderer Bedeutung und können nach [10] zu Abweichungen zwischen Planung und realisierbarer Qualität bzw. Durchlässigkeit einer solchen Schlitzdränage führen.

In Abschnitt 1 wurde bereits erwähnt, dass die Bohrpfahlnorm DIN EN 1536 mit FB 129 [4, 5] grundsätzlich eine stetige Sieblinie für den Beton fordert. Sie enthält keinerlei Festlegungen betreffend Dränbeton, der im Wesentlichen ja eben nur aus einer, maximal zwei Kornklassen besteht. Auch die in der Bohrpfahlnorm gestellten Anforderungen an die "Konsistenz" können für einen solchen "rolligen" Frischbeton nicht gelten und natürlich kann auch ein

solches Material nicht im Kontraktorverfahren eingebaut werden.

Dementsprechend muss sich bereits der Planer einer solchen Maßnahme bewusst sein, besondere Anforderungen insbesondere an das Material und die Einbaumethode über die Regelungen der DIN EN 1536 hinaus zu definieren. Bei nicht genügend erprobter Technik müssen ggf. Eignungsprüfungen unter Praxisbedingungen geplant und gutachtlich begleitet werden. Insbesondere müssen verfahrenstechnisch unvermeidliche Effekte wie ein gewisser Anfall von zerkleinertem und ggf. nassem Bohrgut, das in die Nachbarpfähle eindringen kann, in dem Konzept des gesamten Dränagesystems berücksichtigt werden.

Für ein Bauvorhaben der BAUER Umweltgruppe war ein Bodenaustausch durch eine Bohrpfahlgruppe auszuführen. Weil unmittelbar an den Bereich zwei Gebäude und die Stadtmauer angrenzen, waren aus statischen Erfordernissen Anforderungen an die Festigkeit des Verfüllmaterials der unbewehrten Bohrpfähle gestellt worden. Gleichzeitig musste der durch den Bodenaustausch entstehende neue verfestigte Körper ausreichend wasserdurchlässig sein, um die von der Maßnahme betroffenen Grundwasserleiter nicht zu blockieren.

Um beide Anforderungen zu erfüllen, sollten die Bohrpfähle mit einem als Einkornbeton bezeichneten Dränbeton verfüllt werden, für den gemäß Ausschreibungsunterlagen die Festigkeitsklasse C16/20 und ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von mindestens 10^{-5} m/s nachzuweisen waren.

Für hohe Durchlässigkeiten sind vornehmlich Einkornmischungen mit wenig Unter- und Überkorn geeignet, weil bei dem Einbau als Pfahlbeton grundsätzlich mit einer gewissen Entmischung zu rechnen ist (insbesondere bei Mehrkornmischungen und bei überschüssigem Zementleim), die auf ein Mindestmaß zu reduzieren sind.

Um mit einem solchen Einkornbeton eine gleichzeitig hohe Druckfestigkeit zu erreichen, ist aber eine vergleichsweise zementreiche Dränbetonmischung erforderlich. Mit einer Gesteinskörnung 8/16 mm, die eine hohe Haufwerksporosität für eine hohe Durchlässigkeit aufweist, ist nach [11] eine Zielfestigkeit von 25 N/mm^2 nur mit Zementgehalten $\geq 350 \text{ kg/m}^3$ und einem w/z-Wert deutlich unter 0,4 zu erreichen. Mit einer feineren Gesteinskörnung 2/4 mm wäre nach [11] die Zielfestigkeit bereits mit geringeren Zementgehalten von etwa 200 kg/m^3 zu erreichen, aber die Durchlässigkeit bereits unter Laborbedingungen deutlich geringer und bekanntermaßen unter baupraktischen Einbaubedingungen einschließlich der ggf. zusätzlichen Verdichtung durch Auflast nochmals geringer.

Einen Anhalt für erreichbare Festigkeiten in Abhängigkeit des Zementgehalts und der verwendeten Gesteinskörnung zeigt Abbildung 12 [11].

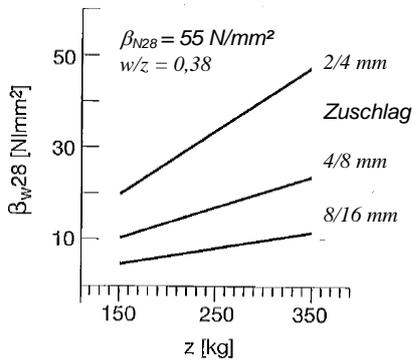


Abb. 12: Druckfestigkeiten von Dränbeton in Abhängigkeit des Zementgehalts [11]

Für den o. g. Bodenaustausch wurde von der strikten Forderung der Druckfestigkeitsklasse C16/20 Abstand genommen und stattdessen als Zielwert eine mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 56 Tagen von $\geq 20 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Eingesetzt wurde ein Dränbeton mit Edelsplitt der Kornklasse 5/8 mm und 300 kg/m^3 Zement CEM I 42,5 R. Die Probewürfel wurden durch Rütteln unter Auflast verdichtet, das im Verdichtungstopf ermittelte Konsistenzmaß war $v = 1,1$ bis $1,25$. An diesen Proben konnte eine Wasserdurchlässigkeit von $k_f = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ und eine 56-Tage-Druckfestigkeit von $f_{c,56d} = 21 \text{ N/mm}^2$ nachgewiesen werden, so dass beide Anforderungen knapp erfüllt werden konnten.

Für eine andere Baumaßnahme wurden überschnittene Bohrpfähle mit bis zu 30 m Tiefe als Schlitzdränage ausgeführt. Im Rahmen einer Labor-eignungsprüfung waren Dränbetonrezeptur und Ausgangsstoffe untersucht und vorgegeben worden, die sich aber später für den Einbau über Trichter und Schüttrohr, frei fallend in das Bohrloch, als baupraktisch ungeeignet erwiesen.

Die optische Beurteilung und auch Versuche zur Durchlässigkeit an mit diesem Material im Labor hergestellten Probekörpern waren zufrieden stellend, während der in Abbildung 13 rechts gezeigte Bohrkern aus einem so hergestellten Pfahl zwar noch durchlässig ($> 10^{-6} \text{ m/s}$) war, von der geforderten Durchlässigkeit von $k_f \geq 5 \cdot 10^{-1}$ aber um mehrere Größenordnungen abwich.

Ein Vorhaltemaß von mindestens 2 Zehnerpotenzen für die im Labor nachzuweisende Wasserdurchlässigkeit in der Laborprüfung erscheint unumgänglich, betrachtet man alleine die Verdichtung des Dränbetons unter Eigengewicht. Ein weiterer zu beachtender Punkt neben den bereits genannten Anforderungen an die Sieblinie dürfte die Schlagfestigkeit der verwendeten Gesteinskörnung sein. Die Vermutung liegt nahe, dass ein wenig schlag-

festes Material beim Aufprall nach dem Freifall zu einem dichteren Gefüge führt.



Abb. 13: Im Labor hergestellte und aus dem Pfahl entnommene Probe unter Verwendung des gleichen Ausgangsmaterials

Grundsätzlich sind ein sehr geringer Wasserzementwert und ein auf die spezifische Oberfläche der Gesteinskörnung angepasster möglichst geringer Zementgehalt bei großen Falltiefen vorteilhaft, um ein gutes Anhaften des Zementleims an der Gesteinskörnung zu begünstigen; die Bemessung muss ggf. auf eine geringere erreichbare Festigkeit angepasst werden. Bei gleichzeitig hohen Ansprüchen an die Tragfähigkeit können evtl. aufgelöste Strukturen aus Bohrpfählen mit üblichem Rüttelbetonen und einer "Gasse" aus Dränkiespfählen eine Alternative sein.

Der Einbau eines Dränbetons unter Wasser, der grundsätzlich ebenso möglich ist wie die beiden beschriebenen Fälle des Einbaus im Trockenen, muss zwangsläufig auch im Freifall erfolgen. Zur Vermeidung eines unzulässigen Entmischens muss ggf. eine hohe Dosierung eines stabilisierenden Zusatzmittels für Unterwasserbeton vorgesehen werden. Die Herstellung und der Einbau eines solch "klebrigen" Dränbetons, Abbildung 14, sind aber mit einem deutlich erhöhten Aufwand im Betonwerk sowie beim Leeren des Mixers auf der Baustelle verbunden. Eine erweiterte Eignungsprüfung muss auch hier bereits in der Planungsphase vorgesehen werden.



Abb. 14: Dränbeton mit hohem Gehalt an Stabilisierer "klebt" an der Kelle

2.3 Große Tiefen und steiler Fels - Schlitzwandbeton als Frähilfe

In der kanadischen Provinz Québec wurde am Fluss Péribonka ein Damm für die Stromerzeugung geplant. Unter dem 80 m hohen Damm wurde ein über 110 m tiefes Glazialtal erkundet, weshalb zur Prävention einer Damm-Unterspülung eine ungewöhnlich tiefe Erdbeton-Dichtwand unterhalb des Dammkörpers vorgesehen wurde (Abbildung 15).

Zur Stabilisierung der offenen Schlitzte in Findlingslagen und zur Reduzierung des hydraulischen Gradienten in der Dichtwand im Endzustand, als zusätzlicher Schutz vor Erosion und Suffosion, wurden u. a. Injektions-Arbeiten erforderlich, die auch während der extrem kalten Wintermonate mit Temperaturen

unter -35°C im Schutze einer beheizten Zelthalle ausgeführt wurden [12].

Die Dichtwandarbeiten und die zugehörigen Nebenmaßnahmen wurden im Oktober 2006 durch die Firma BAUER Spezialtiefbau GmbH erfolgreich abgeschlossen. Der Damm ist inzwischen eingestaut und das Kraftwerk kann seinen Betrieb aufnehmen.

Gemäß dem ursprünglichen Entwurf war die Einbindung der einzelnen Dichtwandlamellen beschränkt, um die Ausführbarkeit der Dichtwand in dem tiefen Glazialtal mit dem den sehr steilen Verlauf des Felsmassivs zu gewähren. Unter der Annahme, dass die Fräse nur mit ca. einem Drittel ihres Querschnitts einschneidet, sollten die sich ergebenden Fenster im Dichtwandbereich anschließend durch eine nachträgliche Injektion abgedichtet werden, vgl. Abbildung 16 links.

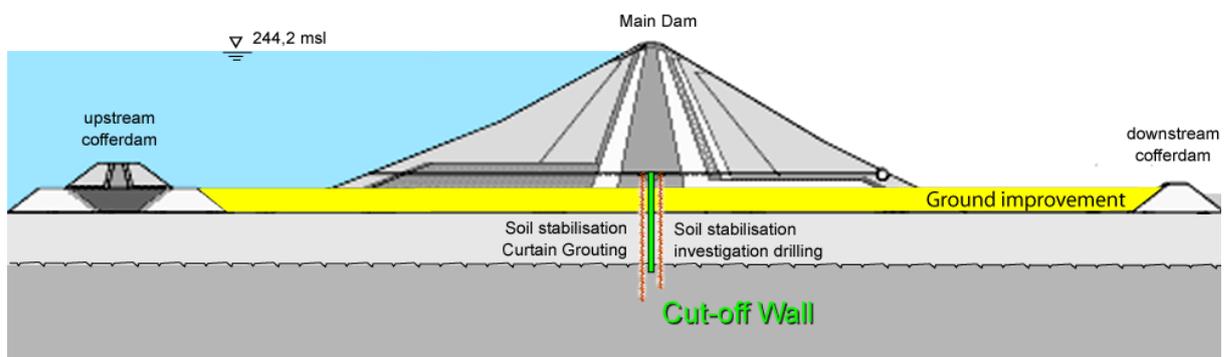


Abb. 15: Querschnitt durch den Hauptdamm mit Dichtwand (grün) und Injektionsschleier (rot)

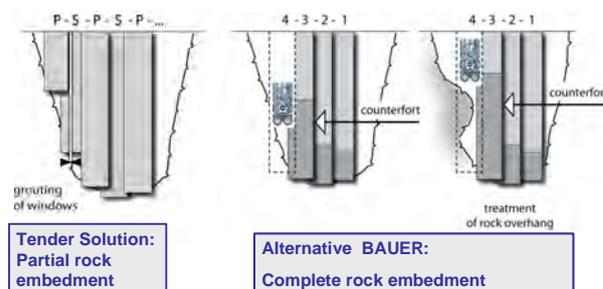


Abb. 16: Dichtwand mit Injektionsbereichen, Alternative BAUER mit voller Felseinbindung

Bauer Spezialtiefbau schlug ein Alternativkonzept für die Ausführung der Dichtwand vor, bei dem das Gesamtprofil der Wand in den Fels eingebettet werden sollte. Im Februar 2005 erfolgte die Auftragserteilung für diese sicherere aber auch anspruchsvollere Variante. Die Dichtwände wurden für drei Bereiche geplant: im Haupttal und im so genannten Sekundärtal unterhalb des Hauptdamms (Abbildung 17) sowie in einem kleineren Seitental am "Deich A". Angaben über die Ausmaße der Dichtwände sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Tab. 1: Dimensionen der Dichtwände

Dichtwand	Fläche ca. [m ²]	Dicke [m]	Länge [m]	mittlere Tiefe [m]	max. Tiefe [m]
Hauptdamm	12.000	1,2 und 1,5	330	39	116
Deich A	15.500	0,8	450	36	50

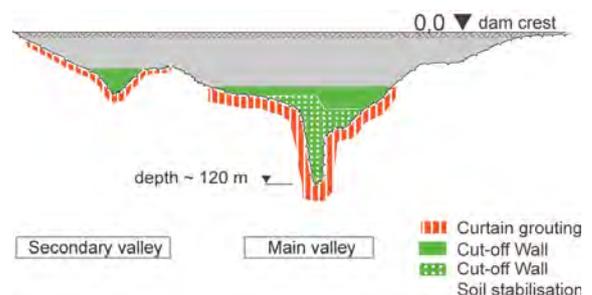


Abb. 17: Längsschnitt durch den Hauptdamm

Für die Ausführung der Schlitzwand-Arbeiten kam u. a. ein von BAUER Maschinen speziell für das Projekt konstruierter Prototyp einer BC 50 zum Ein-

satz, welcher die Fräsarbeiten für die extrem tiefe Dichtwand erst ermöglichte (Abbildung 18).



Abb. 18: Schlitzwandfräse für Tiefen bis 135 m

Um mit der Fräse sicher in die - tlw. auch vorstehende - Felsflanke einschneiden zu können, waren zuvor Schlitzwand-Lamellen als Widerlager herzustellen. Um unter dieser Anforderung den gesamten Arbeitsablauf zu optimieren, wurde mit der Herstellung der Lamellen an der tiefsten Stelle begonnen und von dort Richtung Felsflanke gearbeitet (Abbildung 16). Anstelle des für die Dichtwand üblichen Erdbetons mit einer 28-Tage-Festigkeit von rd. 2,5 MPa wurde in den tiefen Abschnitten ein höherfester Konstruktionsbeton B 30 verwendet, Tabelle 2. Für beide Betone wurden Flusswasser und Kiessand mit 14 mm Größtkorn verwendet, für den Konstruktionsbeton kamen zur Sicherstellung der fließfähigen Konsistenz und langen Verarbeitbarkeit außerdem Verflüssiger und Verzögerer sowie Fließmittel zum Einsatz.

Tab. 2: Zusammensetzung des Erdbetons "B2" und des Konstruktionsbetons B30

Beton	Wasser [kg/m ³]	Zement [kg/m ³]	Bentonit [kg/m ³]	Zuschlag [kg/m ³]	w/z [-]
B2	369	164	51	1494	2,25
B30	222	480	-	1625	0,46

3 Besondere Spezialtiefbaulösungen mit Bodenmörtel

3.1 Dicht und geschmeidig - HDI mit Maximalfestigkeit

Für die Verlängerung einer U-Bahn-Trasse in München wurden als vorbereitende Maßnahme vor der Herstellung der Tunnelröhren im Schildvortrieb mit suspensionsgestützter bzw. druckluftgestützter Ortsbrust ab Mai 2005 insgesamt vier Dichtblöcke im HDI-Verfahren erstellt [13]. Die Dichtblöcke waren unter Grundwasser in den stark durchlässigen Münchner Schotterterrassen herzustellen und hatten eine Gesamtlänge von ca. 11 m. Jeweils vor dem

Durchbruch der die Start- und Zielschächte umschließenden Schlitzwände konnte die Tunnelbohrmaschine (TBM) im Schutz dieser Dichtblöcke sicher ein- und ausfahren.



Abb. 19: Tunnelbohrmaschine bei der Einfahrt in den HDI-Dichtblock

Die besondere Herausforderung bestand in der nach oben begrenzten Druckfestigkeit, um die Ein- und Ausfahrt der TBM zwar sicher vor Wasserzutritt, aber so widerstandsfrei wie möglich zu gestalten. Die im maßgebenden Zeitraum der Inanspruchnahme mindestens ein Jahr alten HDI-Körper sollten eine Druckfestigkeit von 2 bis 3 N/mm aufweisen, wobei aufgrund der natürlich großen möglichen Schwankungsbreite der Bodeneigenschaften eine Obergrenze von 10 N/mm vereinbart wurde. Hierzu wurden bereits vor Baubeginn mit unterschiedlichen Sonderbindemitteln, im Wesentlichen bestehend aus Portlandzement und Kalksteinmehl als inerter Füller, Eignungsprüfungen mit Originalboden (bestehend aus ca. 25 % Sand und 75 % Kies mit rd. 14 % Wassergehalt) durchgeführt. Als Zielwert wurde eine 28-Tage-Festigkeit von mindestens 1 N/mm angestrebt. Anhand der Ergebnisse dieser Labor-Eignungsprüfung und mit der zu erwartenden mittleren Reichweite des Düsenstrahls wurde zur Erzielung der resultierenden HDI-Mörtelzusammensetzung zunächst mit einer Bindemittelsuspension gedüst, deren Wasser-Feststoffwert 1,0 betrug und deren Feststoff aus 70 M.-% CEM I 42,5 R und 30 M.-% Kalksteinmehl bestand.

Mit dem Start der Baumaßnahme wurden dann gemeinsam mit dem Bindemittelhersteller erweiterte Eignungsprüfungen in-situ durchgeführt, um die erforderliche Suspensionszusammensetzung und ggf. die geeigneten Düsparameter besser anpassen zu können. Insbesondere wurden aus dem Rückfluss und mittels Tiefenentnahmeggerät Proben aus dem frischen HDI-Mörtel entnommen, um daran den nach dem Düsen in der Säule vorhandenen effektiven w/z-Wert zu ermitteln und mit den Werten der Labor-Eignungsprüfung zu vergleichen.

Auf Grundlage dieser zusätzlichen Untersuchungsergebnisse unter Praxisbedingungen mit einer mittleren 7-Tage-Festigkeit von ca. 2 N/mm² wurde der Zementanteil anschließend auf 60 M.-%

reduziert. Hier wurden an Proben aus -10 m und -14 m Tiefe die in Tabelle 3 dargestellten mittleren Druckfestigkeiten geprüft. Die jeweils höheren Festigkeiten der Proben aus größerer Tiefe des gleichen HDI-Körpers bei relativ gleichmäßigem Bodenaufbau dürften durch Absetzen und den resultierend vermutlich höheren Grobkornanteil erklärbar sein, erkennbar an der mit $1,9 \text{ kg/dm}^3$ gegenüber $1,7 \text{ kg/dm}^3$ höheren Rohdichte.

Tab. 3: Druckfestigkeiten der in-situ aus verschiedenen Tiefen entnommenen HDI-Proben

Tiefe	Druckfestigkeit an gesondert hergestellten Probekörpern ($h/d = 1$) im Alter von		
	7 Tagen	28 Tagen	90 Tagen
-10 m	0,7 N/mm ²	1,2 N/mm ²	1,5 N/mm ²
-14 m	0,9 N/mm ²	1,7 N/mm ²	1,9 N/mm ²

Anhand dieser Ergebnisse konnte davon ausgegangen werden, mit den festgelegten Parametern zielsicher eine ausreichende 56-Tage-Festigkeit und aufgrund der geringen zu erwartenden Nacherhärtung eine Endfestigkeit von im Mittel unter 5 N/mm^2 sicherstellen zu können.

Die Abbildungen 20 und 21 zeigen den im Startschacht freigelegten Bodenmörtel sowie die nach ca. 5 m Bohrstrecke vorhandene gefräste Ortsbrust im Mai 2007. In beiden Fällen konnte anhand der ungebroschen aus dem Bodenmörtel heraus gelösten Kieskörner deren augenscheinlich schwacher Verbund zum HDI-Feinmörtel festgestellt werden. Eine Grobkornanhäufung im unteren Bereich war visuell nicht erkennbar. Der Versuch einer Bohrkernentnahme war aufgrund dieser geringen Matrixfestigkeit und der groben und festen Kieskörner erwartungsgemäß nicht erfolgreich, so dass Bohrkernfestigkeiten bis heute nicht vorliegen. Andere vom Spritzbeton bekannte Prüfverfahren mit der Penetrationsnadel und dem Bolzenschussgerät führten zwar zu Ergebnissen mit sehr kleinen Festigkeiten, aber zu sehr großen Streuungen, so dass hier auf eine Auswertung verzichtet wurde. Alleine die Rückmeldung einer verschleißarmen und schnellen Durchfahrt ("wie durch Butter") durch den HDI-Dichtblock bestätigt die im Zuge der Eignungsprüfung ermittelten geringen Festigkeiten, für die Probekörper aus Frischmörtel gesondert hergestellt worden waren.



Abb. 20: Freigelegter verfestigter Boden. Detail der Ansichtsfläche aus Abbildung 19 rechts



Abb. 21: Frässpuren an der Ortsbrust beim Einfahren in den HDI-Dichtblock

3.2 Relaxen am Bosphorus - Spannungsabbau in HDI-Bodenmörtel

In Istanbul wird derzeit eine neue Eisenbahnstrecke gebaut, die zukünftig den europäischen mit dem asiatischen Stadtteil verbindet und auch den Bosphorus unterquert. An einer unterirdischen, in offener Bauweise auszuführenden Haltestation auf der asiatischen Seite des Bosphorus wird seit 2005 gearbeitet. Neben Schlitzwandarbeiten wurden an dieser Haltestelle von BAUER auch Arbeiten mit dem HDI-Verfahren ausgeführt, Abbildung 22. Für die Baugrubenaussteifung im Sohlbereich wurden in einer Tiefe von über 30 m unter Geländeoberkante in einem stark schluffigen Sand und einzelne im Raster angeordnete Säulen auch in einem sandig schluffigen Ton HDI-Säulen hergestellt, Abbildung 23.

Die Zementsuspension wurde mit einem Portlandzement CEM I 42,5 R auf einen Wassermenge-Wert von 0,9 eingestellt. Für die nachgewiesenen Durchmesser von hier 3,4 m und gemäß der auf Erfahrungen gestützten Annahmen war in dem hergestellten HDI-Mörtel ein effektiver w/z-Wert von ca. 1,0 mit einem Zementgehalt von 400 bis 600 kg je m³ HDI-Mörtel zu erwarten. Die großen Streuungen sind bekannt und unvermeidlich bei einer solchen Maßnahme und durch ungleichmäßige Boden-

eigenschaften und v. a. auf den resultierend ungleichmäßigen Säulendurchmesser zurückzuführen.

Grundsätzlich ermöglicht erst die Herstellung von Säulen mit großen Durchmessern (vgl. Abbildung 24) eine wirtschaftliche Produktion einer sehr tiefen Sohle, weil bei kleinen Durchmessern von unter einem Meter, wie es z. B. hier die ursprüngliche Planung vorsah, nach Abzug alleine der bohrtechnisch unvermeidlichen, einzuplanenden Abweichungen - von der Bohrachse von etwa 1 % bezogen auf 30 m Bohrtiefe - nur ein Bemessungswert für den Durchmesser von 0,2 m geblieben wäre.

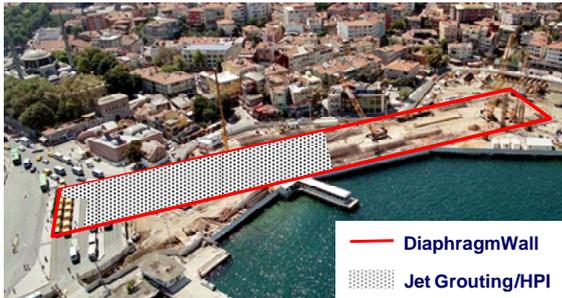


Abb. 22: Bereich der HDI-Aussteifungssohle (grau) innerhalb der umlaufenden Schlitzwand (rot)

Ein in Kurzzeitversuchen bestimmbarer E-Modul ist für eine solche Langzeitbeanspruchung nicht maßgebend, so dass für die statische Bemessung vereinfacht mit einem reduzierten E-Modul gerechnet wurde. Da der tatsächliche Wert aufgrund der o. g. nicht genau bekannten Eigenschaften des HDI-Mörtels auch nicht exakt vorherbestimmt werden konnte, war dieser zu überprüfen. Neben der Druckfestigkeit wurden an Bohrkernen das Kriechverhalten, der E-Modul und die Querdehnzahl geprüft.

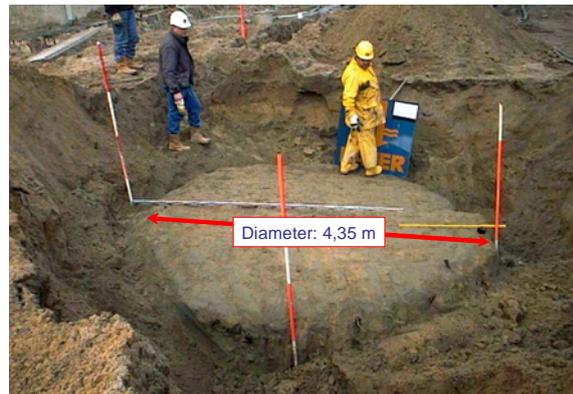


Abb. 24: HDI-Säule mit sehr großem Durchmesser

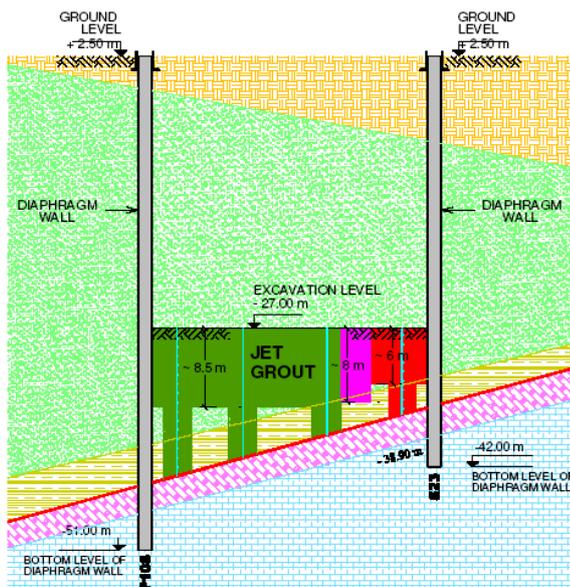


Abb. 23: Querschnitt der Baugrube mit Darstellung der HDI-Sohle in überwiegend sandigem Boden, einzelne Säulen auch im Ton

Im Zuge einer Bohrkernkampagne wurden aus mindestens 10 HDI-Säulen Bohrkern gewonnen und auf ihr Last-Verformungsverhalten untersucht. Ziel war die Abschätzung eines realistischen Bauteilverhaltens der HDI-Sohle während der langen Dauer des Baugrubenaushubs mit mehrfachem Steifen einbau in verschiedenen Ebenen. Im Wesentlichen durch die Entlastung während des Aushubs erfährt die Sohle eine Krümmung und bei teilweiser Behinderung eine Biegezwangsspannung.

Die Druckfestigkeitsuntersuchungen an den Bohrkernen mit $h:d = 1$ ergaben Festigkeiten mit den bekannt großen Streuungen von 6 bis 31 N/mm² bei einem Mittelwert von 15 N/mm². Das zugehörige Alter der Proben lag zwischen 100 und 220 Tagen, unterschiedliche Erhärtungsgrade wurden in der Auswertung nicht berücksichtigt. Die ermittelten E-Moduln an schlanken Proben ($h:d = 2$) liegen im Bereich von 4.000 bis 11.500 N/mm². Die nach der E-Modul-Prüfung ermittelten Bruchlasten betragen 8 bis 26 N/mm² und die mittlere E-Modul wurde zu 7.000 N/mm² und die mittlere Querdehnzahl zu 0,18 bestimmt, wobei die Streuungen denen der Druckfestigkeiten entsprachen.

Auf Grundlage der Druckfestigkeitsergebnisse wurden je 2 Bohrkernprobekörper ($h:d = 2$) in den Kriechstand des Zentrum Geotechnik der TU München eingebaut und über rd. 10 Tage mit einer Kriechspannung von 2,5 N/mm² und 4,0 N/mm² belastet, bis etwa die Verformungszunahme (bei 3 der 4 Proben) auf ein sehr geringes Maß unter 0,05 ‰ in 24 h abgefallen war, Abbildung 25.

Nachdem die Festigkeiten der 4 eingebauten Probekörper vor der Belastung im Kriechstand nicht bekannt sein konnten, wurde der Beanspruchungsgrad erst nachträglich zu 12 bis 64 % ermittelt (Bruchlasten der Kerne 1 und 12 sowie 2 und 16 waren 25 und 6 N/mm² bzw. 7 und 20 N/mm²). Aber trotz dieser großen Differenz konnte kein eindeutiger Einfluss des Beanspruchungsgrads das Kriechverhalten festgestellt werden.

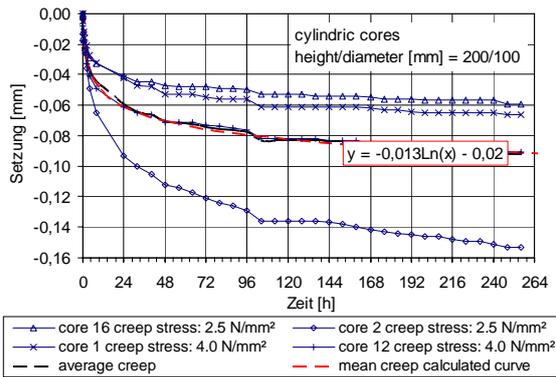


Abb. 25: Kriechkurven der rd. 130 Tage alten und vor Austrocknen geschützten Bohrkernproben

Für den im Mittel zu 7000 N/mm² ermittelten E-Modul und die zu 0,18 ermittelte Querdehnzahl wurde gemäß Gleichung (1) der Kurzzeit-Schubmodul zu rd. 3.000 N/mm² berechnet. Unter der Annahme der o. g. zeitlichen Entwicklung der Kriechverformungen wurde für das aktuelle Belastungsalter und eine Belastungsdauer von mindestens 2,5 Jahren eine Kriechzahl von ca. 2 ermittelt. Als Endkriechzahl wurde $\varphi_{\infty} = 3$ angenommen. Mit Gleichung (2) wurde vereinfacht ein reduzierter Schubmodul G_{red} von maximal 1.000 N/mm² für einen planmäßigen und mindestens 750 N/mm² für einen sehr langen (Aushub- bzw.) Beanspruchungszeitraum bestimmt. Der in der Statik angesetzte reduzierte Schubmodul von 700 N/mm² lag damit, auch unter Berücksichtigung der großen Streuungen der Materialeigenschaften, die über entsprechend hohe Materialsicherheiten abgedeckt sind, ausreichend auf der sicheren Seite.

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \mu)} \quad (1)$$

$$G_{red}(t, t_0) = \frac{G_0}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (2)$$



Abb. 26: Drehbohrgerät BG 28 mit 50-m-Mast

3.3 Gerettet - MIP-Dichtwand gegen das Hochwasser

Nach dem Pfingsthochwasser 1999, welches entlang der Iller sehr hohe Schäden in Höhe von über 60 Millionen Euro verursacht hatte, wurden unter anderem die bestehenden Deiche auf einer großen Länge durch Mixed-In-Place-Wände mit einer Gesamtfläche von über 71.000 m² alleine in den Jahren 2001 bis 2005 abgedichtet [14]. Bei einem späteren Hochwasserereignis im Sommer 2005 wurde die MIP-Wand auf mehr als ihren Bemessungszustand getestet - und hat bestanden!

Die MIP-Wände haben hier neben der dichten Wirkung außerdem eine statische Funktion zu erfüllen. Für den außergewöhnlichen Lastfall eines Teilabbruchs der wasserseitigen Deichschulter (Abbildung 27), möglicherweise verursacht durch entwurzelt Bäume muss die Wand in der Lage sein, Biegemomente aufnehmen zu können.

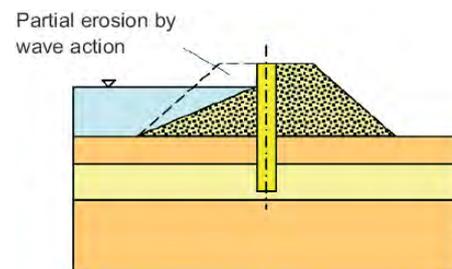


Abb. 27: Querschnitt durch den Deichkörper mit MIP-Wand als Erosionssperre [14]

Weil dem Bodenmörtel wie auch Beton planmäßig keine Zugspannungen zugewiesen werden dürfen, werden für diesen Beanspruchungszustand vertikale Tragelemente in die frische MIP-Wand eingebaut, auf die über Gewölbewirkung der horizontale Wasser- und Erddruck übertragen wird und die diese Linienlasten als eingespannte Biegeträger in den Baugrund abtragen, Abbildungen 28 und 29.

Die Bemessung ergab für den MIP-Bodenmörtel eine erforderliche Mindestdruckfestigkeit von 8 N/mm². Darüber hinaus war die Frostbeständigkeit an 28 Tage alten Probekörpern gemäß ZTVE-StB 94/97 nachzuweisen, wonach die Probekörperdehnung nach 12 Frost-Tauwechseln max. 0,1 % betragen darf. Eine MIP-Mischung mit 1050 kg Zement CEM III/B 32,5 N, 635 l Wasser und 20 kg Bentonit erfüllte die Anforderungen. Selbstverständlich sind die Eigenschaften des Bodens über die Länge einer solchen Linienbaustelle nicht absolut einheitlich, weshalb die Einstellung der Mischung an den ungünstigsten Bodenverhältnissen gemäß Bodengutachten ausgelegt wird und im Zuge der Baumaßnahme auf Änderungen der Bodenverhältnisse durch ggf. Änderung der Zugabemenge und Anpassung der Suspensionszusammensetzung reagiert wird.

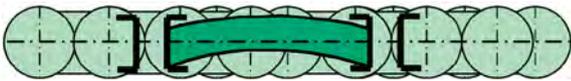


Abb. 28: Druckgewölbe in der MIP-Wand



Abb. 29: Trägereinbau in die frische MIP-Wand

Im Sommer 2005 stieg der Wasserspiegel der Iller sogar höher als bei dem Pfingsthochwasser von 2005. In einem bis dahin noch nicht ertüchtigten Deichabschnitt bei Fischen wurde dieser durchbrochen. In der Folge erreichte die Flut einen durch Deiche gesicherten Bachlauf weiter nördlich, überströmte hier den Deich und erodierte partiell sowohl die wasserseitige als auch die luftseitige Deichschulter, so dass die MIP-Wand über eine Höhe von bis zu 2,5 m frei stand, vgl. Abbildungen 30 und 31. Über eine Länge von rund 150 m wurde die luftseitige Deichschulter über eine mittlere Höhe von rd. 2 m erodiert.

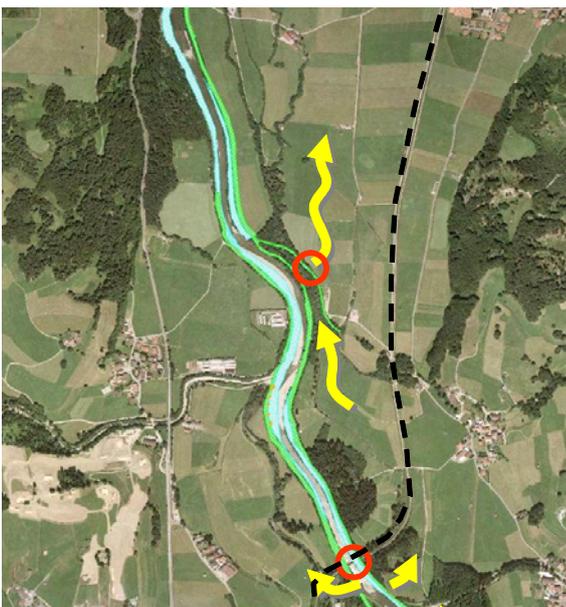


Abb. 30: Luftbild der Iller südlich von Sonthofen (nördlich Überströmung der MIP-Wand)



Abb. 31: Überströmung der MIP-Wand

Die MIP-Wand erwies sich auch für diese gegenüber der Bemessung höhere Beanspruchung ausreichend tragfähig, so dass nach dem Abfließen des Hochwassers der Deich kurzfristig durch große Blöcke gesichert wurde und später um die MIP-Wand mit begrenztem Aufwand wieder aufgebaut werden konnte. Eine größere Überschwemmung des Hinterlandes blieb aus, welche sonst in den tiefer liegenden Ortschaften sicher erneut zu erheblichen Schäden geführt hätte.

3.4 Durchgeschleust - Chemischer Angriff auf MIP-Bodenmörtel

Von der BAUER Umweltgruppe wurde auf dem Gelände einer ehemaligen Teerfabrik in Offenbach am Main ein Prototyp für ein so genanntes Funnel-and-Gate-System mit Bioreaktor errichtet, bei dem der durch Altlasten verunreinigte Grundwasserstrom durch tiefe Wände auf einen unterirdischen Durchlass gelenkt und beim Durchfließen unter Ausnutzung des natürlichen Gefälles in einer Filtereinheit aus Schrägklärer, Bioreaktoren und Aktivkohlefilter gereinigt wird, Abbildung 32. Für die zu erstellenden MIP-Wände waren Bodenmörtel-Rezepturen festzulegen, mit denen über eine Nutzungsdauer von 20 Jahren ein ausreichender Widerstand gegen einen mäßigen chemischen Angriff (XA2) mit 75 mg CO₂/l aggressiver kalklösender Kohlensäure gegeben ist.

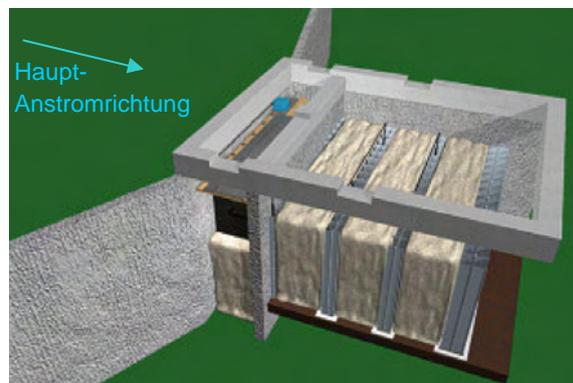


Abb. 32: Im Gate durchläuft das Grundwasser einen mehrstufigen Reinigungsprozess [15]

Das Funnel-Bauwerk (Abbildung 32: links, oben) wurde als 550 mm dicke MIP-Dichtwand ausgeführt

und leitet das anströmende Grundwasser zum Gate. Nachdem der lösende Angriff grundsätzlich von außen nach innen erfolgt, für die Neutralisation der Säure Kalzium des Zements verbraucht wird und die entstehenden Korrosionsprodukte (das Silikatgel, wenn es nicht abgetragen wird) in der Lage ist, die Randzone weiter abzudichten, wurde dieser Effekt begünstigt, indem ein für MIP-Dichtwände erhöhter Zementgehalt ($> 300 \text{ kg/m}^3$ statt $< 150 \text{ kg/m}^3$) in der MIP-Wand erzielt wurde, um so auch eine erhöhte Pufferkapazität der Dichtwandmasse zu erzielen, vgl. Tabelle 4.



Abb. 33: Blick in das Gate mit MIP-Wand [15]

Anders als bei der tragenden MIP-Wand für das Gate lässt sich hier aber der Verbrauch von Kalzium und damit eine mögliche Abtragstiefe nicht berechnen, weil die Selbstabdichtung v. a. durch Bentonit und tonige Bestandteile im gemischten Boden im Rechenmodell für Beton nicht berücksichtigt wird. Qualitativ wurde auf der sicheren Seite liegend die Abtragsrate auf wenige Millimeter pro Jahr abgeschätzt, so dass für die hier angesetzte Nutzungsdauer von 20 Jahren die effektive Wanddicke nur unwesentlich verringert werden wird. Entsprechende Erfahrungen mit feststoffreichen Dichtwandmassen bestätigen diese Annahme, wonach zwar oberflächlich mit einer Entfestigung zu rechnen ist, aber über die Zeit durch "Gelbildung" der fortschreitende Angriff gebremst wird und durch die beim MIP-Verfahren obligatorische feststoffreiche Zweiphasenmischung "mit Zuschlag" eine sehr gute Beständigkeit erreicht wird [16].

Tab. 4: Mischungsrezepturen für die MIP-Wände

MIP-Wand	Wasser [kg/m ³]	Zement [kg/m ³]	Bentonit [kg/m ³]	Suspensionszugabe [l je m ³]
Funnel	770	640	30	500
Gate	600	1190	-	550

Für den MIP-Bodenmörtel, der in dem $15 \cdot 12 \text{ m}^2$ großen und 6,7 m tiefen Gate-Bauwerk die Funktion der Ausfachung in einer aufgelösten Bohrpfehlwand übernimmt, wurden rechnerische Untersuchungen an der TU München und eine gutachtliche Beurteilung durch das Ingenieurbüro Schießl, Gehlen, Sodeikat mit Bezug auf die Erkenntnisse über CO_2 -Angriff auf Beton vorgenommen. Hierbei ergab sich eine maximale Abtragstiefe (entfestigte Zone) von 15 mm in 20 Jahren, die damit deutlich unter der in der statischen Bemessung der MIP-Ausfachung berücksichtigten Abtragstiefe von 40 mm lag.

Diese Berechnungen gelten für die spezifischen Randbedingungen am Ort der Baumaßnahme und für den in der Eignungsprüfung festgelegte MIP-Mörtel mit einer erzielten 28-Tage-Druckfestigkeit von 15 N/mm^2 .

4 Schluss

Spezialtiefbau bedeutet Bauen im weitgehend verborgenen Boden und erfordert damit auch für die Baustoffe wie Beton oder den in-situ entstehenden Bodenmörtel besondere Beachtung.

Werden frühzeitig die Anforderungen richtig erkannt, können durch die Anwendung moderner Baustofftechnologie auch sehr anspruchsvolle Lösungen gefunden werden. Dafür sind aber an die Planung, die Durchführung und auch die Qualitätsprüfung möglicherweise deutlich über den Standardaufwand hinausgehende Anforderungen zu stellen und auch als Mehraufwand zu kalkulieren.

5 Literatur

- [1] DIN-Fachbericht 100:2005 Beton. Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2
- [2] DIN 4126:1986-08 Schlitzwände
- [3] DIN EN 1538:2000-07 Schlitzwände
- [4] DIN EN 1536:1999-06 Bohrpfähle
- [5] DIN-Fachbericht 129:2005-02 Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06
- [6] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung "BAUER (HDI)" Z-34.4-2, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [7] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung "Mixed-In-Place (MIP)" Z-34.26-200, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [8] DIN 4093:1987-09 Einpressen in den Untergrund
- [9] E-DIN 4093 Entwurf und Bemessung von Verfestigungskörpern im Baugrund (in Bearbeitung)

- [10] Krajewski, W.; Herzberg, K.: Mängel bei überschnittenen Pfahlwänden als Bestandteil von Dichtwänden und Dränagewänden. 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern, 22-23.01.2008
- [11] Dring Kern, Gerd: Dränbeton. In: Schriftenreihe Spezialbetone Band 2; VBT
- [12] Balian, S., Adnan, M.: Péribonka Damm in Kanada – ein markanter Höhepunkt in der Dichtwandtechnik. 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern, 22-23.01.2008
- [13] Chiappa, P. et al.: Tunnel Moosach in München/D. In: Tunnel 7/2007, S. 63 ff
- [14] Seidel, A.; Beckhaus, K.: Vertical MIP Wall proves itself and prevents embankment failure at Sonthofen, Germany. aquaterra 2007. 7th-9th Feb 2007, Amsterdam
- [15] BESTinfo: Ein Prototyp in Offenbach – Funnel-and-Gate-System mit Bioreaktor. 2007
- [16] Wienberg, R.; Khorasani, R.: Beständigkeit von Dichtwandmassen für die Altlasteneinkapselung gegen kalklösende Kohlensäure (51 KB). Altlastenspektrum 4, (1995)

6 Autor

Dr.-Ing Karsten Beckhaus
Bauer Spezialtiefbau GmbH
Abteilung Bautechnik
Wittelsbacher Str. 5
86529 Schrobenhausen

Bau eines Höhlenkraftwerks zur Trinkwassergewinnung auf Java

Teil 1: Gesamtkonzept zur energetischen Nutzung unterirdischer Wasserressourcen in Karstgebieten

Franz Nestmann, Peter Oberle, Muhammad Ikhwan und Punit Singh

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt ein aktuelles vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördertes Vorhaben der Universität Karlsruhe (TH) zum Bau einer unterirdischen Wasserförderanlage in einem Karstgebiet auf Java, Indonesien. Wie in vielen Karstgebieten weltweit herrscht auch dort insbesondere während der Trockenzeit ein akuter Wassermangel. Gleichzeitig existieren jedoch große unterirdische Wasserressourcen, die bisher weitgehend ungenutzt über ein weitreichendes Höhlensystem in den Indischen Ozean abfließen. Eine nachhaltige Lösung zur Nutzung dieser unterirdischen Wasserströme wurde bislang nicht gefunden.

Zielsetzung des aktuellen Verbundprojektes ist es, die Trink- und Brauchwasserversorgung der Bevölkerung während der Trockenzeit durch den Bau eines unterirdischen Speichers unter Nutzung regenerativer Energiequellen sicherzustellen. Das erarbeitete Lösungskonzept sieht den Aufstau des unterirdischen Flusses um ca. 10 bis 15 Meter durch den Bau eines Sperrbauwerkes vor. Mittels Wasserkraft soll über den Basisabfluss des Höhlenflusses (ca. 1-2 m³/s) die Energie zum Betrieb von Pumpsystemen bereitgestellt werden, die ausreichend Trink- und Brauchwasser für ca. 80.000 Menschen an die Oberfläche fördern.

Das Projekt wird neben dem BMBF von den Industriepartnern Herrenknecht AG, KSB AG, VAG GmbH sowie Walcher Wasserkraft GmbH unterstützt. Der Bau des Höhlenkraftwerkes soll Ende 2008 abgeschlossen sein. In dem vorliegenden ersten Teil des Beitrages wird ein Überblick über das Verbundprojekt gegeben. Der zweite Teil des Beitrages beschreibt die Konzeption und Realisierung des Sperrwerkes aus Beton.

1 Hintergrund

Wasser ist die Grundlage jeglichen Lebens – eine zuverlässige Wasserversorgung die Grundlage jeglicher Zivilisation! Für derzeit etwa 1,1 Mrd. Menschen – etwa ein Sechstel der Weltbevölkerung – ist unzureichender Zugang zu Trinkwasser Bestandteil des täglichen Kampfs ums Überleben.

Der Inselstaat Indonesien wird landläufig nicht mit Wasserknappheit assoziiert. Knapp vier Fünftel der indonesischen Bevölkerung besitzen einen gesicherten Zugang zu Trinkwasser. Allerdings existieren auch in Indonesien räumliche Disparitäten hinsichtlich der Versorgung mit Trinkwasser. Auf dem aus Kalkstein aufgebauten Südrand des Archipels ist wegen der weit fortgeschrittenen Verkarsung des Untergrundes eine natürliche Speicherung des Niederschlags, welcher hier fast ausschließlich zwischen den Monaten Oktober bis April fällt, kaum möglich.

Die Gunung Sewu, das Land der „tausend Hügel“, an der Südküste der Insel Java ist eine solche Region (Abbildung 1). Insbesondere während der Trockenzeit herrscht in der landwirtschaftlich geprägten Gegend ein akuter Wassermangel (Abbil-

dung 2). Gleichzeitig existieren jedoch große unterirdische Wasserressourcen, die bisher weitgehend ungenutzt über ein weitreichendes Höhlensystem in den Indischen Ozean abfließen. Aufgrund der Speicher- bzw. Pufferkapazität des Karstaquifers führen die unterirdischen Flüsse auch in der Trockenzeit eine beträchtliche Abflussmenge. Seit Jahrzehnten wurden von Seiten der indonesischen Regierung große Anstrengungen unternommen, die unterirdischen Wasserströme nutzbar zu machen. Eine nachhaltige Lösung wurde nicht gefunden.



Abb. 1: Lage des Karstgebietes Gunung Sewu auf der Insel Java, Indonesien



Abb. 2: Die Karsthügellandschaft in der Regen- und Trockenzeit

Im Jahr 2002 wurde vom Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) der Universität Karlsruhe ein vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), sowie deutschen Industriepartnern gefördertes Verbundprojekt initiiert, mit dem Ziel, das Höhlenwasser über regenerative Wasserkraft zu fördern [10]. Hierdurch können Wirtschaftlichkeit und Ökologie in idealer Weise verbunden werden, was gerade in den bzgl. der Wasserqualität hochsensiblen Karstgebieten von besonderer Bedeutung ist. Ganz bewusst konzentrieren sich die Forschungs- und Entwicklungsarbeiten auf einfach handhabbare Technologien, die an die Bedürfnisse von Mensch und Natur angepasst sind. Im Rahmen der deutsch-indonesischen Kooperation wird in der Höhle Gua Bribin zurzeit ein Lösungsansatz erprobt. Mitte 2008 soll an dieser Demonstrationsanlage das erste Wasser über eine Steigleitung in ein 220 m höher gelegenes Verteilerbecken auf einem Karsthügel gefördert werden und 80.000 Menschen in den umliegenden Hüttsiedlungen versorgen. Weitere Projekte in angrenzenden Regionen sind geplant.

Die Projektumsetzung erfordert eine enge Zusammenarbeit unterschiedlicher Fachdisziplinen. So sind neben dem IWG insgesamt fünf weitere Institute der Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften beteiligt: Das Geodätische Institut, das Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, das Institut für Mineralogie und Geochemie, die Versuchsanstalt für Stahl, Holz, Steine sowie das Institut für Boden und Felsmechanik. Weitere

Verbundpartner sind das Institut für Geographie der Universität Gießen sowie die Industriepartner Herrenknecht AG (Tunnelvortriebstechnik), KSB AG (Pumpentechnologie), VAG GmbH (Grundablassarmaturen) sowie Walcher Wasserkraft GmbH (Steuer- und Regelungstechnik).

In Indonesien wurde über die Aktivitäten der letzten Jahre unter Einbeziehung aller bedeutenden regionalen und nationalen Behörden und Industriepartner ein gut funktionierendes Netzwerk aufgebaut. Zudem bestehen intensive Kooperationen mit mehreren Universitäten und Forschungseinrichtungen sowie enge Kontakte zur lokalen Bevölkerung und ansässigen Nichtregierungsorganisationen. Die große Bedeutung und Akzeptanz der deutschen Aktivitäten wurde Ende 2004 mit der Besichtigung der Baustelle durch den indonesischen Staatspräsidenten S. B. Yudhoyono und drei Monate später durch die Höhlenbegehung von Bundesforschungsministerin Edelgard Bulmahn unterstrichen.

2 Untersuchungsgebiet Gunung Kidul

Der Verwaltungsdistrikt Gunung Kidul liegt in Zentraljava etwa 100 km südöstlich der Stadt Yogyakarta am Fuße des Vulkans Merapi. Naturräumlich besteht Gunung Kidul aus drei Teilregionen. Im Norden erhebt sich eine Vulkankette, die Gunung Baturagung, die den Distrikt Gunung Kidul nach Norden hin von den eigentlich für Java typischen fruchtbaren Reisbauebene abgrenzt. Im Zentrum Gunung Kiduls befindet sich das auf Mergelkalken aufgebaute Wonosari Plateau, im Süden und Osten schließt sich eine 1400 km² große Karstlandschaft, die Gunung Sewu an.

Das gesamte Gebiet der Gunung Sewu ist von hunderten, miteinander vernetzten Höhlen durchzogen, welche im Laufe der Jahrhunderttausende durch Korrosion (Lösungsprozesse) und Erosion (mechanischer Abrieb) entstanden sind; daraus resultiert der komplette Austausch jeglichen Oberflächenabflusses durch ein weit verzweigtes Abflusssystem im Untergrund. Das Wasser dieser unterirdischen Flüsse tritt fast vollständig erst wieder in Quellen an der Küste zutage. Nur in den Talsenken finden sich stellenweise Bereiche mit undurchlässigem Tonboden, welche zu kleinen Seen („Telagas“) aufgestaut sind. Diese flachen Karstwannen können aufgrund der hohen Verdunstungsrate jedoch nur während der Regenzeit von der Bevölkerung als Wasserquelle genutzt werden. [3]

Wegen der naturräumlichen hydrogeologischen Gegebenheiten sowie dem Mangel an nachhaltigen Technologien zur Wassergewinnung wird Gunung Kidul mit seinen 750.000 Einwohnern als das ‚Armenhaus Javas‘ bezeichnet. Besonders betroffen sind die ländlichen Hüttsiedlungen der Gunung Sewu. [12]

Bereits Anfang der 80er Jahre hat die indonesische Regierung begonnen, die unterirdischen Was-

serressourcen zu erschließen. Es wurden mit großem Aufwand dieselbetriebene Pumpanlagen errichtet, Speicherreservoirs gebaut und Wasserleitungen verlegt. Aufgrund von Fehlplanungen, Defekten und mangelnden Energie- bzw. Finanzmitteln zum Betrieb der Pumpen ist durch viele dieser Leitungen allerdings bis heute kein Wasser geflossen. Abgesehen von den ökologischen Risiken beim Einsatz von Dieselgeneratoren sind für die Bevölkerung aufgrund der hohen Betriebs- und Wartungskosten der Pumpanlagen ohnehin nur geringe Wassermengen bezahlbar. Dies gilt auch für die Möglichkeit, sich über Tanklastwagen mit Wasser versorgen zu lassen. Daher ist ein Großteil der ländlichen Bevölkerung auf Alternativen, wie Brunnen, Zisternen und Telagas angewiesen. Diese Versorgungsquellen reichen aber bei Weitem nicht aus, den Bedarf zu decken. Während der Trockenzeit wird das Wasser oftmals direkt aus den Höhlen in stundenlanger Arbeit mit Kanistern nach Hause getragen. Viele Haushalte müssen während der Trockenzeit mit weniger als 10 Liter pro Kopf und Tag auskommen.

3 Erkundung der Höhlensysteme

Seit vielen Jahren besteht von Seiten des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) durch Stipendiaten und ehemalige Doktoranden ein enger Kontakt zu mehreren Universitäten und Forschungseinrichtungen in Indonesien, speziell in Mitteljava. So wurde von Seiten der Regierung der Yogyakarta Special Province im Jahr 2000 die konkrete Bitte um Unterstützung bei der Entwicklung nachhaltiger Lösungskonzepte zur Nutzung der unterirdischen Wasservorkommen in Gunung Kidul herangetragen und somit das Initial zu einer vom BMBF geförderten Machbarkeitsstudie gegeben.

Im Rahmen der Vorstudie konnte auf die Berichtsbände einer in den 80er Jahren durchgeführten interdisziplinären Datenerfassung des britischen Consulting-Büros Sir MacDonald & Partners zurückgegriffen werden [5,6]. Von besonderem Interesse waren die Aufzeichnungen einer 2-jährigen Höhlenerkundung durch 5 britisch-indonesische Expeditionsteams. Insgesamt wurden 160 von damals 246 bekannten Höhlen erkundet. Auf Basis dieser Aufzeichnungen konnte die Auswahl der im Rahmen der Machbarkeitsuntersuchung des IWG zu untersuchenden Höhlen getroffen werden. Die weiteren Erkundungen und Datenerhebungen durch das IWG erfolgten mit Unterstützung ortskundiger Speleologen (Abbildung 3).



Abb. 3: Einstieg in das Höhlensystem zur Erkundung der unterirdischen Wasserressourcen

4 Rückwärtslaufende Pumpen als angepasste Technologie

Im Rahmen der Vorstudie wurde folgende Grundkonzeption zur nachhaltigen Nutzung der unterirdischen Wasserressourcen entwickelt:

Durch ein Sperrwerk, über welches der Höhlenquerschnitt komplett geschlossen werden kann, soll das kontinuierlich zuströmende Wasser aufgestaut und die notwendige Druckhöhe erzeugt werden, um einen Teil des Abflusses über ein wasserkraftbetriebenes Pumpsystem an die Oberfläche zu fördern. Der unterirdische Stausee kann dem Bedarf entsprechend bewirtschaftet werden.

Um dem Gedanken der „angepassten Technologie“ Rechnung zu tragen, ist zur Energiegewinnung anstelle von Turbinen der Einsatz invers betriebener Pumpen vorgesehen, die ihrerseits über eine Welle bzw. ein mechanisches Getriebe direkt mit Pumpen für die Wasserförderung gekoppelt werden. Der Vorteil von Pumpen als Turbinenersatz ist, dass sie weltweit leicht verfügbar, kostengünstig und zudem sehr robust und wartungsfreundlich sind.

Mit dem Einsatz von „Pumpen als Turbinen“ (PAT) lassen sich bei Wahl geeigneter Pumpentypen Wirkungsgrade von über 80% erreichen. Um die Eignung verschiedener Pumpentypen für den Einsatz im Turbinenbetrieb zu ermitteln und deren Wirkungsgrade weiter zu optimieren wurde im Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium des IWG eine umfassende Studie durchgeführt (Abbildung 4, [13]). Über gezielte Modifikationen an der Laufrad- bzw. Gehäusegeometrie der Pumpen konnten die Strömungsverluste beim inversen Betrieb signifikant reduziert werden und Wirkungsgrade erreicht werden, die im optimalen Betriebspunkt an die von Turbinen heranreichen.

Ein wesentlicher Nachteil von PAT gegenüber echten „Turbinen“ ist das Fehlen einer regelbaren Leiteinrichtung zur Anpassung an ein schwankendes Wasserangebot. Durch parallelen Einbau mehrerer und größtmäßig unterschiedlicher Pumpenmodule, die mit einem Minimum an Regelaufwand je nach verfügbarer Abflussmenge zu- oder abgeschaltet

werden, kann jedoch ein beliebig großes Abflussspektrum mit optimalem Wirkungsgrad durchfahren werden. Abflüsse größer dem Bemessungswert der Gesamtanlage werden über Entlastungsrohre mit entsprechend großen Querschnitten durch das Sperrwerk abgeführt.



Abb. 4: Teststand zur Optimierung von Pumpen im Turbinenbetrieb am Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium des IWG [13]

5 Pilotprojekt Gua Bribin

Bezüglich einer pilothaften Umsetzung des Wasserförderkonzeptes stellte sich die Höhle Gua Bribin als besonders geeignet heraus (Abbildung 5). Über einen ca. 350 m langen engen Zugangsstollen, erreicht man einen unterirdischen Flusslauf, den

Kali Bribin. Hier wurde bereits in den 80er Jahren eine ca. 2,5 m hohe Wehranlage errichtet, die den Fluss auf einer Länge von 1,5 km rückstaut (Abbildung 6). Einziger Zweck dieses Bauwerkes ist die Sicherstellung einer ausreichenden Überdeckung der oberhalb der Wehranlage installierten Pumpen, welche über Dieselgeneratoren am Höhleneingang betrieben werden. Spätestens hier wird deutlich, welche enormen Anstrengungen in der Region bisher unternommen wurden, um das Höhlenwasser nutzbar zu machen. Leider stehen die Pumpen aufgrund der hohen Wartungs- und Betriebskosten die meiste Zeit still.



Abb.6: Alte unterirdische Wehranlage mit Radarmesspegel des IWG

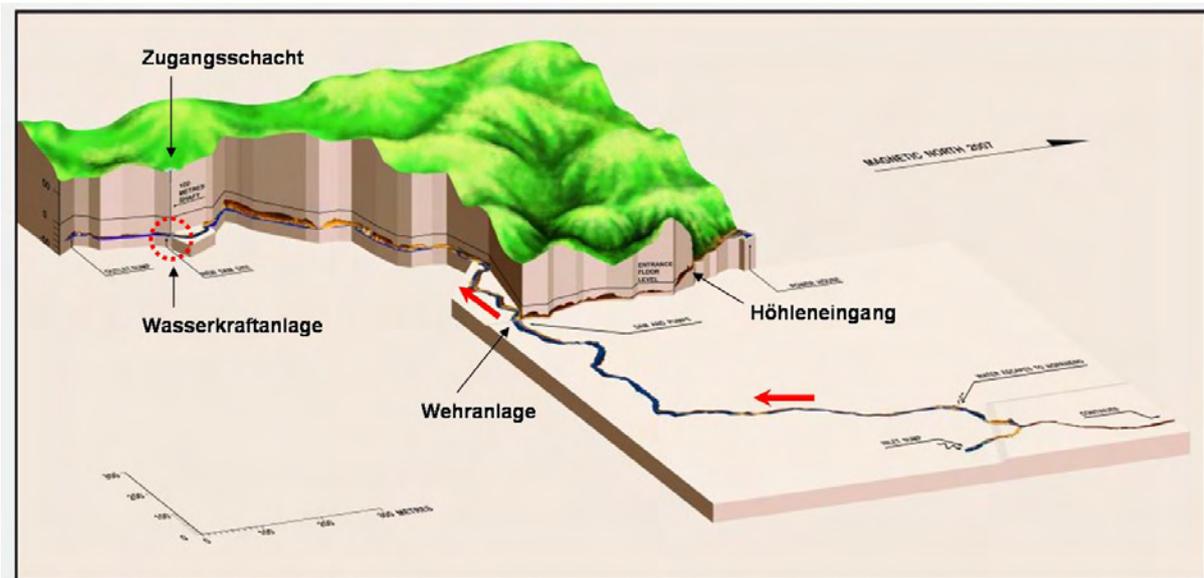


Abb. 5: Lageplan der Höhle Gua Bribin

Der durchflossene Höhlenstrang hat eine Gesamtlänge von etwa 3 km mit einem Gesamtvolumen von ca. 500.000 m³. Während der Trockenzeit betragen die Abflussmengen zumeist über 1,5 m³/s, in der Regenzeit können die Abflüsse auf ein Mehrfaches anschwellen. Die Höhle wird am oberen und unteren Ende durch Siphons begrenzt. Vor dem unterstromigen Siphon staut sich das Wasser auf einer Länge von ca. 300 m zu einem natürlichen See zurück. Die elliptische Querschnittsfläche hat eine Breite von 10 m und eine Höhe von 6 m. Aufgrund der vorhandenen geometrischen Randbedingungen und den Ergebnissen einer geologischen Voranalyse wurden hier gute Voraussetzungen für die bautechnische Realisierung eines Einstaubauwerkes erwartet. Das Sperrwerk soll das natürliche Gefälle der Höhle ausnutzen und das Wasser des Kali Bribin auf ein Niveau von 10 bis 15 m über den Wasserstand des Höhlensees aufstauen (Abbildung 7). Der Bemessungsabfluss der Gesamtanlage liegt bei ca. 2 m³/s. Unter Vollauslastung könnte die Anlage genügend mechanische Leistung erzeugen, um pro Sekunde über 65 Liter Wasser in ein ca. 220 m höher liegendes Speicherbecken zu fördern. Von dort wird das Wasser in die umliegenden Dörfer verteilt.

Im 24 Stunden Betrieb sollen somit 80.000 Bewohner mit 70 Liter pro Kopf und Tag (lpcd) versorgt werden. Die WHO-Richtlinie fordert eine Mindestversorgung von 50 lpcd.

Dass Gua Bribin das Wasser auch halten wird, lassen Sedimentablagerungen vulkanogenen Ursprungs unter der Höhlendecke sowie mm- bis cm-mächtige schwarzbraune Mn-/Fe- reiche Oxidlagen, welche die Kalksteine umkrusten, erwarten. Beides sind Hinweise darauf, dass die Höhle bereits in früheren Zeiten auf natürliche Weise bis unter die Decke eingestaut war. Des Weiteren können auch während der Regenzeit keine lateralen Wassereinträge oder größere Mengen an Sickerwasser beobachtet werden. Weitere Anzeichen einer geringen Durchlässigkeit des Felskörpers ergab die Auswertung von Tracerversuchen und Abflussbilanzierungen zwischen den vernetzten Höhlen. So kann der Fließweg des Kali Bribin über eine Länge von 17 km bis zum Indischen Ozean verfolgt werden, ohne Hinweise auf signifikante Mengenverluste zu finden [1]. Auch die bereits seit Jahrzehnten existierenden Einstaubereiche der kleineren Wehranlagen wie z.B. in Gua Bribin weisen keinerlei Wasserverluste auf. Einen gewissen Abdichtungseffekt könnten auch die genannten Feinsedimentablagerungen bewirken, welche flächendeckend die Böschungen überziehen und stellenweise eine Mächtigkeit von > 1 m aufweisen. Die Prognose der Einstaumöglichkeit wurde im Verlauf der Projektarbeiten durch umfassende Bohrkernanalysen sowie Wasserschluckversuche im Bereich des Sperrwerkes unterstützt (siehe Teil 2, [7]).

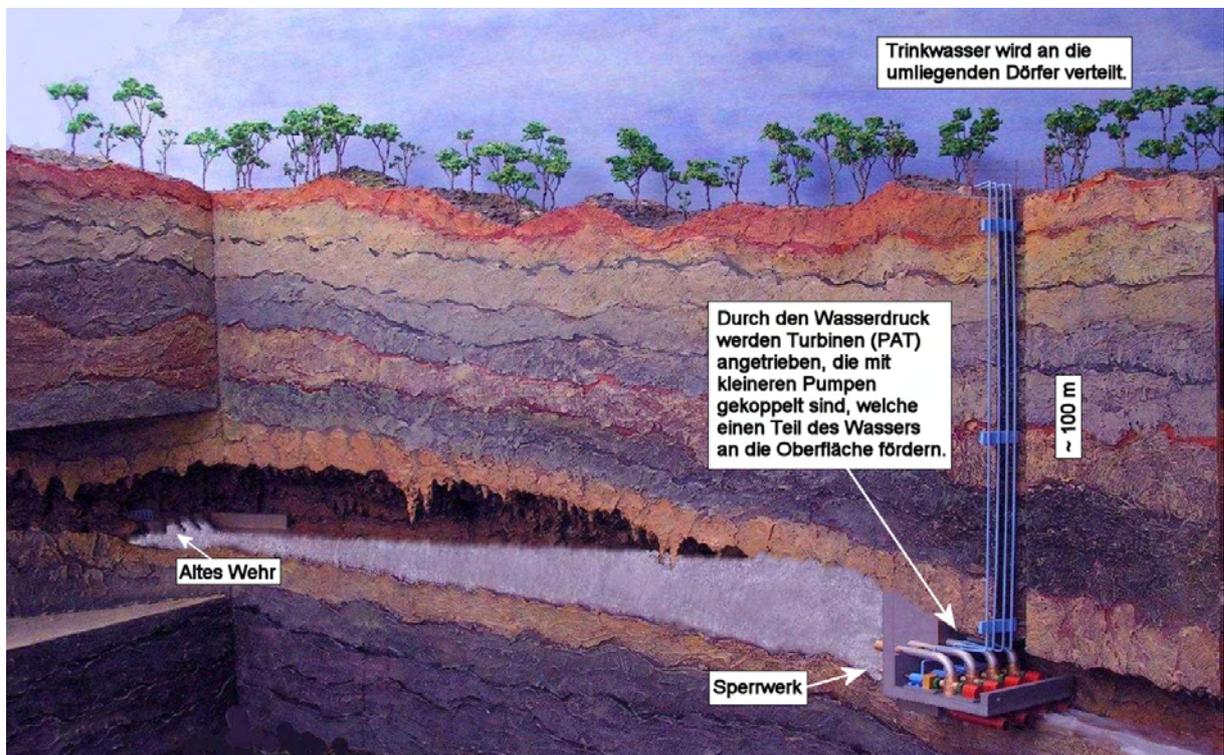


Abb. 7: Prinzipskizze der unterirdischen Wasserförderanlage

5.1 Geodätische Messkampagne

Für den Ausbau der Höhle war die Errichtung eines vertikalen Zugangsschachtes zum Einbringen von Baumaterialien, Rohrleitungen und Fördermodulen sowie für die späteren Betriebs- und Wartungsarbeiten notwendig. Zur Festlegung der Bohrstelle wurde 2003 vom Geodätischen Institut der Universität Karlsruhe (GIK) ein insgesamt 2,4 km langer Polygonzug mittels moderner Laser-Tachymetrie durch die Höhle und oberirdisch durch die felsige Karsthügellandschaft abgesteckt. In dem ca. 200 m langen Seebereich am Höhlenende konnten Standpunkte nur von Schlauchbooten aus über selbstgefertigte Wandkonsolen realisiert werden. Die Anforderungen an die Messgenauigkeit waren enorm da der Schacht die Höhlenwand exakt tangential anschneiden musste.

Die numerische Analyse der zu erwartenden Fehlerfortpflanzung ergab eine relative Fehlerellipse mit den Halbachsen 19,5 und 1,6 cm. Das bedeutete, dass die ermittelte Bohrstelle an der Oberfläche mit einer Wahrscheinlichkeit von etwa 40 % weniger als 20 cm gegenüber dem Bohrziel in der Höhle verschoben lag. Die Bohrtiefe wurde auf 98,5 m ermittelt.

5.2 Bau des Zugangsschachtes

Als weltweit agierender Spezialist in der horizontalen Tunnelvortriebstechnik stellte die Entwicklung von Vertikalbohrmaschinen für die Firma Herrenknecht AG aus Schwanau ein interessantes Entwicklungsfeld dar. Die speziell für den Einsatz in Indonesien entwickelte Schachtabsenkanlage mit einem Durchmesser von 2,5 m ist mit einem Bohrgerät („Schräme“) ausgerüstet, welches vom Maschinenfahrer direkt darüber sitzend mit Steuerhebeln bedient wird [4]. Der hydraulisch angetriebene Schräm Kopf hat eine Leistung von 110 kW und rotiert am Schrämarm kreisförmig um seine eigene Achse, um den Fels abzubauen. Die hohen Gesteinsfestigkeiten (Würfeldruckfestigkeit 80 MPa) machten den Einsatz spezieller Rundschaftmeißel (Bits) notwendig. Das Abbauwerkzeug führt das abgebaute Material einem Schalengreifer zu, der von einer zweiten Person auf einer Plattform oberhalb bedient wird. Über einen seitlich befindlichen Förderschacht wird das Bohrgut 6 m nach oben befördert und über eine Rutsche in einen Förderkübel mit einem Fassungsvermögen von 1,5 m³ geleitet. Dieser wird nach vollständiger Füllung mit einem Kran an die Oberfläche gezogen (Abbildung 8).



Abb. 8: Schachtabsenkanlage der Herrenknecht AG [4]

Zur Sicherung des Schachtes werden sukzessive Stahlsegmente („Tübbinge“) nach einer gebohrten Tiefe von 0,7 – 1 m in den Schacht abgelassen, dort zu einem Ring verschraubt und mit Spezialankern im Fels verdübelt (Abbildung 9). Der Zwischenraum, der durch den Überschneid zwischen Fels und Stahlmantel entsteht, wird mit Mörtel kraftschlüssig verpresst. Die Maschine ist über vier Zugstangen mit einem Stahlrahmen am Schachtkopf verbunden und wird nach jedem Bohrabschnitt über Hohlkolbenzylinder gleichmäßig abgeteuf. Während des Bohrvorganges sind hydraulisch betriebene Grippereinheiten aktiv, die den Schild im Gestein in Position halten. Das Vermessungssystem zum lotrechten Abteufen wurde vom GIK eingerichtet und besteht aus zwei Laserloten an der Schachtoberfläche und einer Zieltafel an der Maschine.

Mit den Bohrarbeiten wurde im Juli 2004 begonnen. Die Bohrarbeiten wurden von der Firma Herrenknecht zusammen mit der indonesischen Baufirma PT Wijaya Karya durchgeführt. Der Schachtdurchbruch in die Höhle erfolgte Anfang Dezember 2004.



Abb. 9: Blick in den Zugangsschacht

5.3 Anlagenplanung

Parallel zu den Vermessungs- und Schachtbohrarbeiten wurden die Entwurfsplanungen für die Dimensionierung und konstruktive Ausführung des Sperrwerkes sowie Felssicherungsmaßnahmen in enger Kooperation mit dem Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IfMB) sowie dem Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF) vorangetrieben. Hierbei mussten die besonderen Randbedingungen bezüglich des geringen Platzangebots und der eingeschränkten Zugänglichkeit bei Bau und Betrieb, aber auch die personellen und maschinentechnischen Möglichkeiten der ausführenden indonesischen Baufirma PT Wijaya Karya berücksichtigt werden. Dies erforderte eine enge Abstimmung mit den indonesischen Kooperationspartnern und war ein äußerst zeitintensiver iterativer Prozess.

Die Geometrie der dreidimensional gekrümmten Mauer wurde am IfMB mit Hilfe numerischer Methoden so optimiert, dass zur Lastabtragung nahezu keine Stahlbewehrung erforderlich ist. Trotzdem ist das Bauwerk mit durchschnittlich 1,5 m Dicke relativ schlank, um die beim Betonieren auftretenden Wärmespannungen möglichst gering zu halten. Als besonders schwierig stellte sich eine erste Beurteilung der Tragfähigkeit der Höhlenwände dar, da aufgrund des kilometerlangen unterirdischen Zugangs zum geplanten Sperrwerksbereich nur leichtes Gerät zur Erkundung eingesetzt werden konnte.

Neben der Dimensionierung des Sperrwerkes mit ausreichender Einbindetiefe in das Karstgefüge (Felswiderlager) konzentrierte sich das IfMB auch auf die Analyse der vor Ort verfügbaren Baustoffe sowie die Entwicklung speziell angepasster Betonrezepturen in Zusammenarbeit mit der Gadjah Mada Universität Yogyakarta.

Besonders innovativ im Sinne „angepasster Technologie“ war zudem die Entwicklung einer unter Tage anwendbaren Methode zur Herstellung von Kofferdämmen zur Baugrubenentwässerung. Da Spundwände, wie sie an oberirdischen Fließgewässern einsetzbar sind, in der Höhle nicht eingebracht werden können, sollte die Wasserhaltung im langsam durchflossenen Höhlensee über Unterwasserbeton im Ausgussverfahren („prepacked concrete“) umgesetzt werden. Die Optimierung der entmischungsfreien Rezeptur sowie Einbringtechnik erfolgte im Rahmen einer umfangreichen Versuchsreihe.

Eine ausführliche Darlegung zur bautechnologischen Konzeption des Sperrwerkes findet sich in Teil 2 dieses Beitrages. [7]

Vom Institut für Mineralogie und Geochemie (IMG) wurden weitere geologische Analysen u. a. unter Einsatz geoelektrischer und seismischer Messmethoden in Zusammenarbeit mit dem Institute of Technology Surabaya zur Exploration von Hohl-

räumen und potentiellen Wasserwegsamkeiten durchgeführt. Zudem wurden der Wasserchemismus sowie die Verwitterungsresistenz des Karstgesteins analysiert. Nach Fertigstellung der Schachtbohrung konnten im Bereich des geplanten Sperrwerkes in Zusammenarbeit mit dem IBF und dem IfMB Kernbohrungen ausgewertet sowie Wasserschluckversuche zur Prognose der zu erwartenden Umläufigkeit durchgeführt werden. Als kritisch stellten sich eine den massiven Riffkalkfelsen horizontal durchlaufende Schicht aus Gesteinstrümmern und Tonmergel („Brekzie“) sowie Bereiche kollabierten Kalkgesteins mit jeweils ca. 1 m Mächtigkeit dar. Monitoringkonzepte sowie mögliche Maßnahmen gegen Umläufigkeiten (Felsinjektion, Nachverpressung) wurden gemeinsam mit den indonesischen Partnern entwickelt. [8]

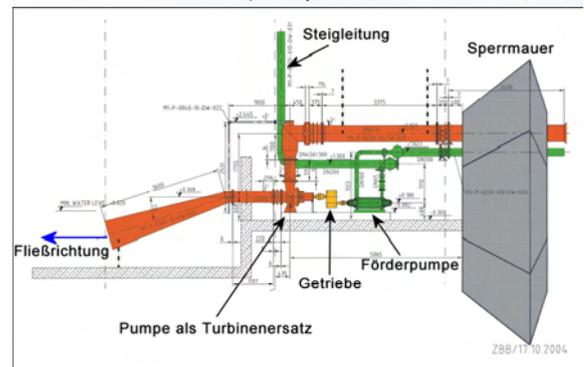
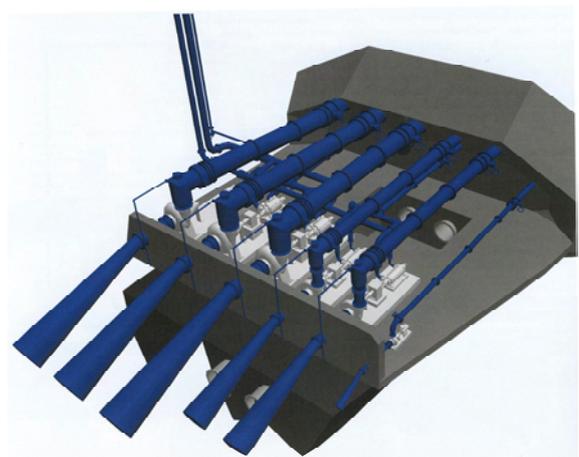


Abb. 10: Modular aufgebaute Wasserförderanlage (Planungszustand; untere Abbildung ohne Grundablassrohre)

Die Dimensionierung der Förderanlage erfolgte unter Berücksichtigung der in Gua Bribin gegebenen hydrologischen und geodätischen Randbedingungen. In Zusammenarbeit mit dem Pumpenhersteller KSB AG wurden Standardmaschinen als Systemkomponenten ausgewählt. Der optimale Wirkungsgrad der Gesamtanlage soll über parallelen Betrieb von maximal 5 Modulen, jeweils bestehend aus PAT, Getriebe und Förderpumpe, erreicht werden. Hierbei sind zwei Modultypen mit unterschiedlichem

Schluckvermögen bzw. Förderleistungen vorgesehen. Hinzukommt ein kleineres Aggregat, welches mit einer Leistung von ca. 5 kW einen Drehstrom-Synchrongenerator zur Eigenstromversorgung der Anlage (Inselbetrieb) antreibt. Die elektrische Energie wird u. a. zur Versorgung des Steuerungssystems für die Schieberarmaturen von Modulen und Hochwasserentlastungsrohren (Absperrklappe DN800, Ringkolbenventil DN700/900 der Fa. VAG) genutzt (Abbildung 10, 11).



Abb. 11: Endabnahme der Grundablassarmatur (Ringkolbenventil) im VAG-Werk Mannheim (2006)

Die genaue Konstellation der Fördermodule wird erst nach einem Testeinstau zur Ermittlung der möglichen Einstauhöhe festgelegt. Zunächst wurde ein Modultyp bestehend aus einer Spiralgehäusepumpe (als PAT), einem Getriebe und einer 9-stufigen Gliederpumpe auf einem Prüffeld der KSB AG getestet und optimiert (Abbildung 12).



Abb. 12: Fördermodul (Spiralgehäusepumpe als PAT, Stirnradgetriebe, neunstufige Gliederpumpe) auf dem Prüffeld der KSB AG

Die modifizierte PAT besitzt bei 15 m Fallhöhe ein Schluckvermögen von 375 l/s und einen Wirkungsgrad von 81 %. Somit gibt die Pumpe im Turbinenbetrieb an der Welle rd. 45 kW Leistung ab. Ihre Nenn-drehzahl beträgt 1200 U/min und treibt über das Getriebe (Stirnradgetriebe mit Übersetzungsfaktor 1 zu 1,83) die Förderpumpe an. Diese fördert im Nennpunkt bei ca. 2200 U/min rd. 13,5 l/s in den 220 m höher gelegenen Hochbehälter (Abbildung 13). Mit dem Wirkungsgrad der Förderpumpe von 70 % und des Getriebes von 95 % hat das Fördermodul einen Gesamtwirkungsgrad von 54 %. Dieser hohe Wirkungsgrad wird durch die mechanische Kupplung der Pumpe im Turbinenbetrieb mit der Förderpumpe ermöglicht. Bei der Verwendung von elektrischer Energie (Pumpe im Turbinenbetrieb: Generator; Förderpumpe: Motor) würde sich ein weitaus geringerer Gesamtwirkungsgrad einstellen.

Die Firma Walcher Wasserkraft GmbH entwickelte das SPS-gestützte Steuerungssystem für den modularen Anlagenbetrieb. Dieses ermöglicht durch Einbindung der Fördermodule in das übergeordnete System der Schaltzentrale (Betriebsgebäude am Schachtkopf) die Überwachung und den automatisierten Betrieb der Anlage. Jedes Fördermodul verfügt über einen Schieber mit elektrischem Stellantrieb zum An- und Abfahren. Somit werden die einzelnen Module in Abhängigkeit von Messgrößensignalen (Stauhöhe, Abfluss und Füllstand des Hochbehälters) automatisiert zu- und abgeschaltet. Hierdurch kann der Betriebspunkt der gesamten Förderanlage optimal an die schwankenden hydraulischen Randbedingungen (Wasserdargebot und Wasserbedarf) angepasst werden.

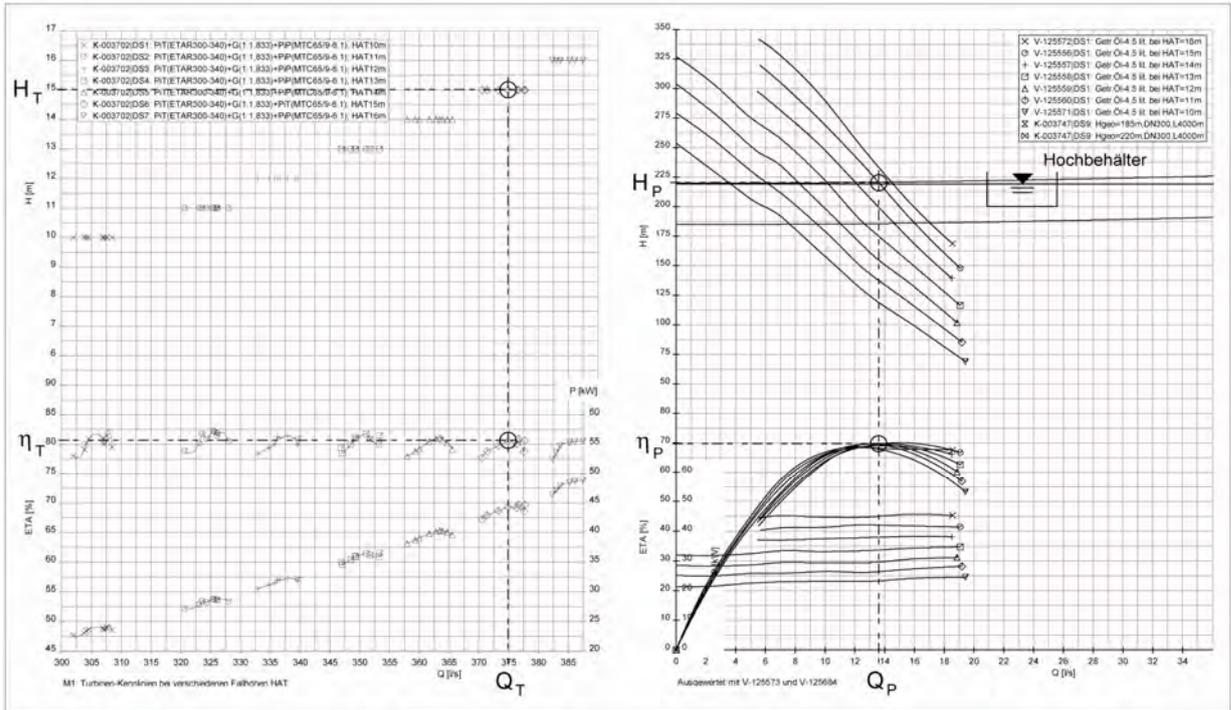


Abb. 13: Kennlinien des Fördermoduls für Fallhöhen von 10 bis 16 m. Links: Turbinenkennlinie der PAT. Rechts: Pumpenkennlinie der Förderpumpe. Beispielhaft ist jeweils der Betriebspunkt für 15 m Fallhöhe (Planungszustand) hervorgehoben (Quelle: KSB AG)

5.4 Beginn der Bauausführung unter Tage

Nach Fertigstellung des Zugangsschachtes im Dezember 2004 konnte am Ende der Regenzeit im April 2005 mit den Ausbaurbeiten in der Höhle begonnen werden. Auf einer Plattform aus Bambus wurde mit Felsausbrucharbeiten und Ankerbohrungen begonnen. Als problematisch stellte sich die Abtragung der stark konsolidierten Schlamm- und Kalzitablagerungen mittels Druckluftanlagen und Saugpumpen an der Gewässersohle heraus, um die Aufstandsfläche für die Wasserhaltungsdämme vorzubereiten. Die bautechnische Realisierung der Wasserhaltung unter Einsatz eines speziellen Verfahrens für Unterwasserbeton ist in Teil 2 des Beitrags dargelegt. [7]

Mitte August war die Baugrube zum ersten Mal wasserfrei. Segmentweise wurden die Hochwasserentlastungsrohre (DN800; DN700/900) von jeweils 18,6 m Länge eingebracht, durch die während der Bauphase das anströmende Wasser geleitet werden sollte. Nun wurden die Bauarbeiten im Mehrschichtbetrieb Tag und Nacht vorangetrieben. Über 250 m³ Gestein wurden zur Aufweitung der Kaverne und im Bereich des Felswiderlagers mittels Pressluftmeißeln ausgebrochen, weitere 150 m³ an Schlamm- und Geröllablagerungen abgebaut und an die Oberfläche gefördert. Insgesamt wurden 310 Felsankerbohrungen durchgeführt, das Fundament für die Plattform geschüttet, Drainageleitungen verlegt, Bewehrungen vorbereitet. Nach 2-wöchigem Baustillstand während

der Ramadan-Feiertage wurden Anfang November die Plattform gegossen sowie die rückwärtige Mauer, welche die Module später während der Regenzeit vor hohen Unterwasserständen schützen soll, errichtet (Abbildung 14).



Abb. 14: Stand der Bauarbeiten Dezember 2005

Anfang Dezember 2005 begann die Regenzeit mit tagelangen Starkniederschlägen unerwartet früh. Am 3. und 11. Dezember 2005 wurde die unterirdische Baustelle durch Hochwasserwellen mit Abflussspitzen von fast 10 m³/s überflutet. Aufgrund des hohen Sicherheitsrisikos wurde in Abstimmung mit den indonesischen Partnern eine Unterbrechung der Arbeiten bis Ende der Regenzeit vereinbart.

5.5 Das Erdbeben im Mai 2006

Kurz nachdem die Arbeiten im Mai 2006 wieder aufgenommen wurden, ereignete sich in der Region Yogyakarta ein katastrophales Erdbebenereignis der Stärke 6,3 (Richterskala). Das Epizentrum lag südöstlich der Stadt Yogyakarta, ca. 30 km von der Höhlenbaustelle entfernt. Es zerstörte über 100.000 Häuser, 6.300 Menschen verloren ihr Leben, über 200.000 Menschen wurden obdachlos.

Zur Zeit des Bebens befanden sich zwei Mitarbeiter des IWG vor Ort und nahmen umgehend Kontakt mit den Karlsruher Kollegen auf. Über persönliche Verbindungen aus dem Projektverbund zu „Komitee Cap Anamur – Deutsche Notärzte e.V.“, war es möglich bereits drei Tage nach der Katastrophe gemeinsam mit einer Hilfsorganisation vor Ort zu sein. Über das bestehende deutsch-indonesische Netzwerk, welches in den letzten Jahren im Rahmen des BMBF-Verbundprojektes aufgebaut wurde, konnten umgehend Soforthilfemaßnahmen mit den verantwortlichen Partnerinstitutionen der Provinzregierung abgestimmt und zielgerichtet initiiert werden. U. a. wurde durch die Universität Karlsruhe mit Unterstützung des BMBF und Cap Anamur ein Sofortprojekt zum Wiederaufbau einer Schule sowie Sanierung eines Krankenhauses gestartet.

Die Baustelleneinrichtung und der Zugangsschacht in Gua Bribin blieben weitestgehend unverändert. Jedoch stieg nach dem Beben der Wasserstand an der Baustelle um ca. 2 m an, so dass eine Fortführung der Baumaßnahme unmöglich war. Wie sich durch den Einsatz deutscher Berufstaucher im August 2006 herausstellte, war der Wasserspiegelanstieg auf einen durch das Beben ausgelösten Verstoß hinter dem Siphon zurückzuführen. Insgesamt blockierten über 1000 m³ Geröllmassen den Fließquerschnitt. Im Rahmen intensiver Untersuchungen der Höhle Gua Bribin sowie weiterer benachbarter Höhlensysteme konnten keine weiteren Einstürze oder hydrogeologischen Veränderungen nachgewiesen werden. Auch die in den 80er Jahren erstellte unterirdische Wehranlage überstand das Extremereignis vollkommen schadlos.

5.6 Fertigstellung des Sperrwerkes

Ende 2006 wurde in Zusammenarbeit deutscher und indonesischer Spezialisten eine Schneise in den Verstoß hinter dem Siphon gesprengt. Eine zweite Sprengkampagne und weitere Freilegung des Fließquerschnittes folgte im April 2007 und führte zu einer entsprechenden Reduzierung des Rückstauinflusses. Im Juni 2007 konnten die Arbeiten zum Höhlenkraftwerk wieder aufgenommen werden. [9]

Im Dezember 2007 wurde das unterirdische Sperrwerk fertig gestellt. Wenige Tage nach Abschluss der Betonierarbeiten ereignete sich ein starkes Hochwasser, dessen Abflussscheitel von ca. 11

m³/s bei einer Druckdifferenz am Sperrwerk von ca. 1,5 mWs über die Grundablassrohre und Mauerdurchlässe schadlos abgeführt werden konnte (Abbildung 15).

Eine ausführliche Darlegung zur bautechnologischen Konzeption und Realisierung des Sperrwerkes findet sich in Teil 2 dieses Beitrages. [7]



Abb. 15: Partielle Einstau des Sperrwerkes während eines Hochwasserereignisses wenige Tage nach Abschluss der Betonierarbeiten

5.7 Installation der Fördermodule und Inbetriebnahme

Mit der Installation des ersten Fördermoduls, des Moduls zur Eigenstromversorgung sowie der Grundablassarmaturen und des SPS-gestützten Steuerungssystems (entwickelt in Zusammenarbeit mit der Firma Walcher GmbH) wurde direkt nach Fertigstellung des Sperrwerkes begonnen (Abbildung 16). Der Probeeinstau soll im April 2008 stattfinden. Im Anschluss daran erfolgt die Festlegung und Fertigung der weiteren Fördermodule. Die vollständige Inbetriebnahme des Höhlenkraftwerkes soll bis Ende 2008 erfolgen.



Abb. 16: Installiertes KSB-Fördermodul

6 Ausblick

Das laufende Projekt konzentriert sich auf angepasste Technologien zur Wasserförderung. Seit etwa

einem Jahr laufen in Zusammenarbeit der Universität Karlsruhe und dem Forschungszentrum Karlsruhe im Auftrag des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) Vorbereitungen zu einem weiteren mehrjährigen Verbundprojekt in der Region Gunung Kidul. Hierbei geht es um den Aufbau eines „Integrierten Wasserressourcen-Managements (IWRM)“, welches neben der Erschließung der Wasservorkommen auch die Aspekte der optimierten Wasserverteilung, der Wasseraufbereitung sowie der Abwasserentsorgung in der ländlichen Gunung Sewu aber auch den urban geprägten Gebieten des angrenzenden Wonosari Plateaus aufgreifen soll [11].

Zur Gewährleistung der Nachhaltigkeit eines IWRM sind die Entwicklungsarbeiten und Umsetzungen der verschiedenen Fachdisziplinen durch einen intensiven Wissenstransfer zu begleiten. Die exemplarische Entwicklung und Umsetzung eines IWRM in einer überschaubaren Modellregion sollte darauf ausgerichtet sein, die Grundlagen für die konzeptionelle und technologische Übertragung der F&E-Arbeiten auf viele weitere Standorte mit ähnlichen Bedarfssituationen zu schaffen und eine möglichst breitgefächerte Multiplikation anzustoßen.

Die Auswahl der Modellregion favorisiert aus geologischer Sicht eine Karstregion. Gunung Kidul ist hierbei keine Ausnahmegegend. Von den Regierungen der Nachbarprovinzen sowie den kleinen Sundainseln Sumba und Timor wurden bereits Anfragen an das Forscherteam aus Karlsruhe bezüglich der Erschließung der dortigen unterirdischen Flüsse gestellt. Erste Untersuchungen wurden bereits durchgeführt.

Die Nutzung von Karstaquifereen zur Trinkwasserversorgung hat aber auch globale Relevanz [2]. In vielen Regionen der Erde (so z.B. in Südchina, Japan, Philippinen, Thailand, Laos und Südamerika) fließen derzeit tausende von Flüssen, wie Bribin oder Seropan, ungenutzt ins Meer, während die Menschen der Regionen unter Wassermangel leiden. Vor allem in Entwicklungs- und Schwellenländern besteht bezüglich angepasster Technologien zur Erkundung und Bewirtschaftung der unterirdischen Wasserressourcen sowie wirksamen Schutzstrategien des vulnerablen Karstwassers ein enormer Handlungsbedarf.

Die Erschließung des unterirdischen Fließgewässersystems in Verbindung mit der gesamtheitlichen Erarbeitung eines IWRM in Gunung Kidul wird einen wichtigen Beitrag zur Lösung weltweit existierender Wasserknappheit in Karstgebieten liefern. Eine Vielzahl an Forschungsergebnissen des IWRM-Projektes werden sich zudem auch auf Gegenden mit nicht verkarstem Untergrund übertragen lassen. Nicht zuletzt wird das Projekt auch die interkulturelle Verständigung fördern, was gerade vor dem

Hintergrund der weltpolitischen Situation von existentieller Bedeutung ist.

Weitere aktuelle Informationen finden sich unter: www.hoehlenbewirtschaftung.de

7 Literatur

- [1] Benischke, R. (2000): „Application of Tracer Methods in the Hydrogeologic Investigation of Karst Systems of Gunung Sewu, Yogyakarta Special Province, Indonesia“. Schlussbericht, Institut für Hydrogeologie und Geothermie, Joanneum Research GmbH, Graz
- [2] Bundschuh, P., Lauer, K. (2005): „Unterirdische Karstfließgewässer als Ressource zur Trinkwasserversorgung“. Literaturstudie, Institut für Mineralogie und Geochemie der Universität Karlsruhe (TH)
- [3] Flathe, H., Pfeiffer, D. (1965): „Grundzüge der Morphologie, Geologie und Hydrologie im Karstgebiet Gunung Sewu/Java (Indonesien)“. In: Geologisches Jahrbuch, Band 83, S. 533-562, Hannover
- [4] Meyer, L. (2005): „Entwicklung und Einsatz einer Vertikalbohrmaschine in Indonesien“. In: Glückauf 141 (2005) Nr.1/2 S.58–63
- [5] MacDonald&Partners (1984): „Greater Yogyakarta Groundwater Resources Study, Volume 3, Cave Survey“, Schlussbericht
- [6] MacDonald&Partners (1984): „Greater Yogyakarta Groundwater Resources Study, Volume 2, Hydrology“, Schlussbericht
- [7] Müller, H. S., Fenchel, M., Böhner, E., Mutschler, T. (2008): „Bau eines Höhlenkraftwerkes zur Trinkwassergewinnung auf Java, Teil 2: Konzeption und Realisierung des Sperrwerks unter Berücksichtigung örtlich verfügbarer Baustoffe und Technologien“. In: Betonbauwerke im Untergrund - Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008, S. 121-140
- [8] Mutschler, T., Berner, Z. (2005): „Report on Site Inspection of ‚Gua Bribin‘-Project, 14-23 October 2005“. Universität Karlsruhe (TH)
- [9] Mutschler, T., Böhner, E. (2007): „Report on Inspection of ‚Bribin‘-Project and ‚Seropan‘-Project, 5-13 June 2007“. Universität Karlsruhe (TH)
- [10] Nestmann, F., Oberle, P. (2002): „Erkundung und Grenzen der Wasser- und Energiebewirtschaftung großer unterirdischer Wasservorräte in Wonosari, Yogyakarta, Java, Indonesien“. Machbarkeitsuntersuchung im Auftrag des BMBF, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH)

[11] Oberle, P., Kappler, J., Unger, B. (2005): „Integriertes Wasserressourcen-Management (IWRM) in Gunung Kidul, Java, Indonesien“. Schlussbericht zur Machbarkeitsuntersuchung im Auftrag des BMBF, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH)

[12] Scholz, U., Unger, B., Lux, T. (2004): „Sozio-ökonomische Analyse potenzieller Wassernutzer in Mitteljava, Indonesien“. Forschungsbericht (unveröffentlicht) im Auftrag des BMBF; Institut für Geographie, Justus-Liebig-Universität Gießen

[13] Singh, P. (2005): „Optimization of Internal Hydraulics and of System Design for Pumps as Turbines with Field Implementation and Evaluation“. Dissertation, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Universität Karlsruhe (TH)

8 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann

Dr.-Ing. Peter Oberle

Dr.-Ing. Muhammad Ikhwan

Dr.-Ing. Punit Singh

Institut für Wasser und Gewässerentwicklung

Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik

Universität Karlsruhe (TH)

Kaiserstr. 12

76131 Karlsruhe

Bau eines Höhlenkraftwerks zur Trinkwassergewinnung auf Java

Teil 2: Konzeption und Realisierung des Sperrwerks unter Berücksichtigung örtlich verfügbarer Baustoffe und Technologien

Harald S. Müller, Martin Fenchel, Edgar Bohner und Thomas Mutschler

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt ein aktuelles vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördertes Vorhaben der Universität Karlsruhe (TH) zum Bau einer unterirdischen Wasserförderanlage in einem Karstgebiet auf Java, Indonesien. Im vorangegangenen ersten Teil wurde ein Überblick über das Gesamtprojekt gegeben. Der vorliegende zweite Teil des Beitrags beschreibt die Konzeption und Realisierung des Sperrwerks aus Beton.

Um die Übertragbarkeit des Pilotprojektes auf weitere Projekte sicherzustellen, sollten bei der Planung des Bauwerkes nur örtlich verfügbare Baustoffe und Technologien zur Anwendung kommen. Durch die außergewöhnlichen Randbedingungen der unterirdischen Baustelle mit ganzjährig Wasser führendem Fluss, schlechter Zugänglichkeit und beengten Platzverhältnissen wurden die technischen Möglichkeiten zusätzlich eingeschränkt. Trotz dieser Schwierigkeiten und mehrerer Rückschläge durch die außergewöhnlichen Naturereignisse Extremhochwasser und erdbebenbedingter Felssturz konnte das Sperrwerk im Dezember 2007 fertig gestellt werden. Während der Planungs- und Bauzeit erfolgte eine kontinuierliche enge Zusammenarbeit und Abstimmung mit den indonesischen Projektpartnern.

1 Einleitung und Zielsetzung

Zur Wasserversorgung und Energiegewinnung durch die Bewirtschaftung von Fließgewässern in Karsthöhlen ist der Bau von unterirdischen Sperrwerken erforderlich. Diese Sperrwerke haben die Aufgabe, das Fließgewässer einzustauen und dabei den auf sie einwirkenden mechanischen und physikalischen sowie ggf. chemischen Beanspruchungen dauerhaft zu widerstehen. Neben der grundsätzlichen Standsicherheit ist die Sicherstellung der uneingeschränkten Gebrauchstauglichkeit der Sperrwerke von ausschlaggebender Bedeutung für die erfolgreiche Bewirtschaftung unterirdischer Fließgewässer.

Im Rahmen des Gesamtprojektes [1] war es die Aufgabe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie (IfMB) der Universität Karlsruhe, die baustoff- und konstruktionsbezogenen Grundlagen für die Errichtung unterirdischer Sperrwerke aus Beton zu erarbeiten und am Beispiel des Pilotprojektes der Höhle Bribin einen Leitfaden für die Ausführungsplanung und Herstellung derartiger Bauwerke bereitzustellen. Im weiteren Projektverlauf zeigte sich, dass eine darüber hinaus gehende ständige Begleitung der Baumaßnahme, die Beratung der indonesischen Projektpartner und die gemeinsame Suche nach Alternativlösungen erforderlich war. Bei der Klärung und Modellierung des Bau-

werk/Baugrund-Verhaltens erhielt das IfMB in allen Fragen zu den mechanischen und hydraulischen Eigenschaften des umgebenden, aus teilweise verkarsteten Riffkalken bestehenden Gebirges sowie zur geotechnischen Umsetzung tatkräftige Unterstützung durch das Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF) der Universität Karlsruhe.

2 Höhle und Bauwerk – Anforderungen, Besonderheiten und Gesamtkonzept

2.1 Maßgebende Rahmenbedingungen

Der Ausbau der Höhle Bribin zu einem unterirdischen Wasserkraftwerk stellt ein Demonstrationsprojekt dar, welches als Vorbild für den Bau vieler weiterer Anlagen auf Java und seinen Nachbarinseln dienen soll. Aufbauend auf den Erfahrungen aus dem Projekt Bribin sollen zukünftige Anlagen von indonesischer Seite ohne fremde Hilfe geplant, erstellt und betrieben werden können. Maßgebende Randbedingung für die Planung und Ausführung war daher die Forderung nach einer technisch einfachen und kostengünstigen Realisierbarkeit unter Beachtung der in Mitteljava vorhandenen technologischen und wirtschaftlichen Ressourcen.

Im Einzelnen war für die Planung und Konstruktion zu beachten, dass nur vor Ort verfügbare Baustoffe verwendet werden sollten und die bauliche Umsetzung bei indonesischen Firmen lag. Deren

technologische Möglichkeiten und übliche Bauabläufe bestimmten nicht nur die Konstruktion, sondern auch maßgeblich die Baustelleneinrichtung, Logistik und Bauzeitenplanung und erforderten darüber hinaus eine angepasste Qualitätskontrolle. Für den späteren Betrieb musste berücksichtigt werden, dass die Unterhaltung und Instandsetzung der Anlage einfach und preiswert erfolgen kann und der Zugang zu den wichtigsten Bauteilen der Anlage jederzeit gewährleistet ist. Ein Konzept zum Bauwerksmonitoring mit routinemäßigen Sicherheitskontrollen soll die langfristige Nutzbarkeit der Anlage garantieren.

Eine große Herausforderung für alle Beteiligten stellten die extremen örtlichen Gegebenheiten der Höhle mit ganzjährig Wasser führendem Fluss dar. Anfangs nur über einen schmalen Zugangstollen, teils kriechend, teils schwimmend innerhalb einer Stunde erreichbar, wurde der Zugang zur Baustelle durch den Ende 2004 fertig gestellten 100 m tiefen Vertikalschacht mit 2,5 m Durchmesser wesentlich erleichtert. Trotzdem bestimmte dieses Nadelöhr maßgeblich die gesamte Baumaßnahme, da es den Einsatz von schwerem Gerät verhinderte und den Transport von Abraum, Baumaterial und Personal stark einschränkte. Mit einer durchschnittlichen Breite von ca. 10 m und einer lichten Höhe von 3 - 3,5 m über dem Wasserspiegel bietet die Höhle nur wenig Platz für die untertägige Baustelleneinrichtung. Während der Regenzeit von Dezember bis April sind die Abflüsse und die Gefahr extremer Hochwasserereignisse so groß, dass die Bauarbeiten unterbrochen werden mussten. Die klimatischen Randbedingungen in der Höhle mit ganzjährig ca. 28 °C Lufttemperatur, 26 °C Wassertemperatur und 98 % relativer Luftfeuchtigkeit erschwerten die Arbeit des Personals, wirken sich aber günstig auf die Betonkonstruktionen aus, da Spannungen aus Temperaturschwankungen und dem Betonschwinden weitestgehend vernachlässigt werden können. Die wesentlichen Randbedingungen und Einflüsse, die bei der Baumaßnahme zu beachten waren, sind in Abbildung 1 nochmals veranschaulicht.



Abb. 1: Schematischer Querschnitt durch die Höhle mit Darstellung der maßgeblichen Randbedingungen

2.2 Konzeption der Sperrwerksanlage

Bei der Planung der Sperrmauer wurden in einem ersten Schritt die Vor- und Nachteile unterschiedlicher Geometrien bzw. Konstruktionsarten in einer Bewertungsmatrix gegenübergestellt. Von den drei infrage kommenden Varianten „bewehrte Platte“, „mehrwinklige Mauer“ und „Gewölbemauer“ (vgl. Abbildung 2) wurde die mehrwinklige Mauer ausgewählt, da sie die statisch günstige Bogenwirkung und Kräfteinleitung einer Gewölbemauer mit den Vorteilen einer vergleichsweise einfach herzustellenden Schalung und Bewehrung verbindet.

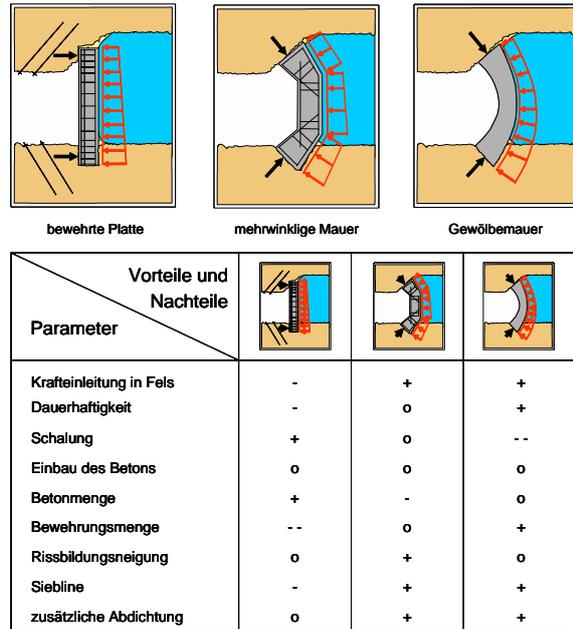


Abb. 2 Untersuchte Varianten zur Ausbildung der Sperrmauer mit Bewertungsmatrix. Gewählt wurde die Variante „mehrwinklige Mauer“

Die gesamte Sperrwerksanlage besteht in ihren Betonbauteilen aus drei getrennten funktionalen Einheiten (vgl. Abbildungen 3 und 4): den beiden Kofferdämmen, der Anlagenplattform mit Schieberkammer und umlaufender Rückstauwand sowie der Sperrmauer.

Die beiden Kofferdämme ober- und unterstrom der Baustelle dienen der Wasserhaltung und werden gleichzeitig als feste Auflager der Hochwasserentlastungsrohre genutzt. Durch den unterstromigen Kofferdamm führen vier Dränagerohre bis unter die Anlagenplattform, um den Wasserdruck auf die Höhe des Unterwasserspiegels zu begrenzen. Die Plattform ist wegen der Gefahr eines möglichen Rückstaus im Unterwasser umlaufend von einer 1,80 m hohen Mauer („Rückstauwand“) umgeben und mit einer Sohlankerung gegen Auftrieb gesichert. Fest mit ihr verbunden ist die Schieberkammer, welche die Absperregelung der beiden Hochwasserentlastungsrohre aufnimmt.

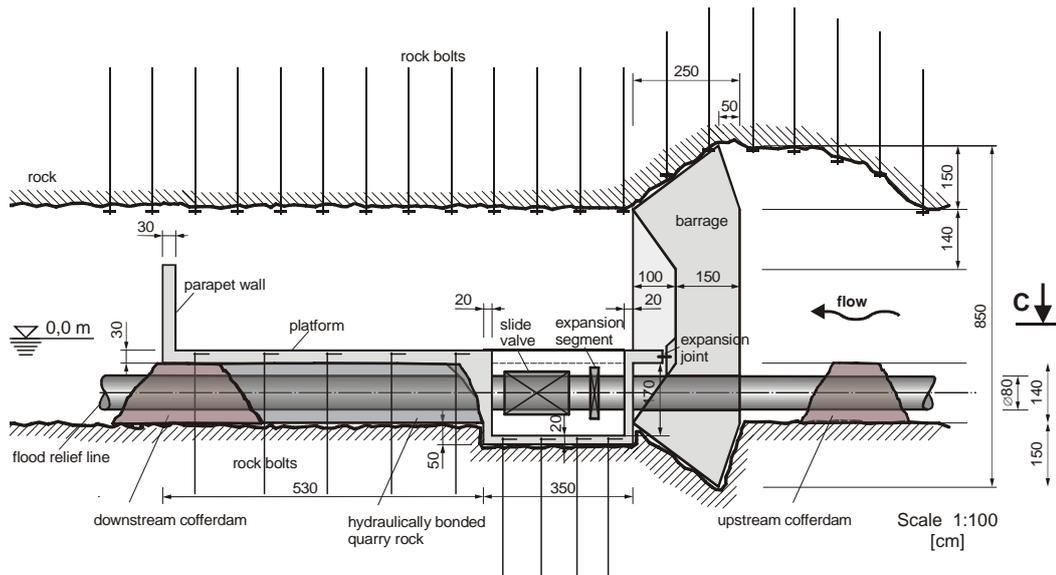


Abb. 3: Skizze der Anlage (Längsschnitt, ohne Anlagentechnik) mit den funktionalen Einheiten Kofferdamm, Hochwasserentlastung, Sperrmauer und Plattform mit Schieberkammer

Die Sperrmauer ist durch eine wasserdichte Dehnfuge von der Plattform getrennt, so dass sich Kräfte und Verschiebungen der Mauer unter Volleinstau nicht auf die Platte übertragen können und voll in den Fels eingeleitet werden. Aus demselben Grund besitzen auch die Hochwasserentlastungsrohre im Bereich der Schieberkammer zusätzlich je ein Ausgleichselement, welches solche Verschiebungen ausgleichen kann. Die gesamte Wasserkraftanlage mit Zugangsschacht und Anlagentechnik ist in Abbildung 4 dargestellt.

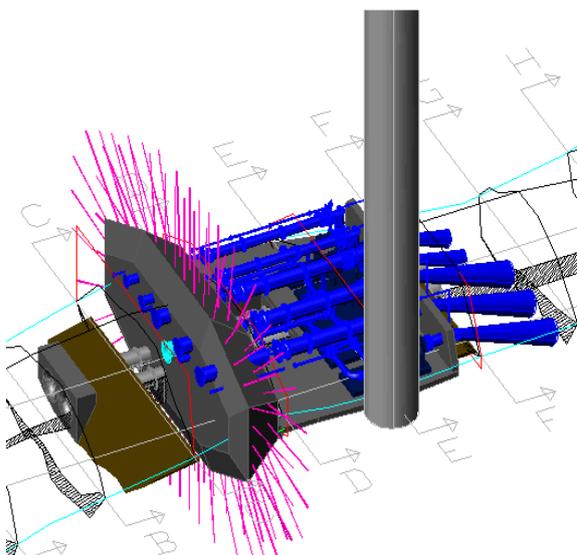


Abb. 4: 3D-Ansicht der Wasserkraftanlage mit Kofferdamm, Sperrmauer mit Felsankern, Plattform mit Anlagentechnik und Zugangsschacht

3 Felsuntersuchungen und Gründung

Eine erste Begehung der Höhle durch das IfMB fand im Sommer 2003 statt. Während das Institut für Mineralogie und Geochemie (IMG) der Universität Karlsruhe sich hauptsächlich auf die Wasser-Gestein-Wechselwirkungen, Gesteinsklassifizierung und Qualität des Höhlenwassers konzentrierte [2], lag der Schwerpunkt des IfMB bei einer ersten Abschätzung der Felsqualität und der mechanischen Kennwerte.

Die Untersuchungen konnten dabei nur mit leichtem Gerät durchgeführt werden, da zu diesem Zeitpunkt weder der Zugangsschacht noch eine Stromversorgung vorhanden waren. Mit Hammer, Meißel und Rissbreitenmaßstab erfolgte eine erste qualitative Bewertung des Gebirges. Es zeigte sich, dass im Bereich der späteren Sperrwerksanlage unterschiedliche Felsqualitäten mit stark schwankenden Festigkeiten vorliegen. Der teils sehr scharfkantige Kalkstein ist durchzogen von Rissen, die großteils mit tonigem Material verfüllt sind. Besonders an den Seitenwänden ließen sich teilweise mit nur wenig Kraftaufwand große Gesteinsbrocken abschlagen.

Um erste Kennwerte für die Festigkeit und das Verformungsverhalten der späteren Felswiderlager zu erhalten, wurden insgesamt 12 Bohrungen mit einem Kerndurchmesser von 35 mm mit Wasserspülung durchgeführt. Die Entnahme im hüft- bis brusthohen Wasser gestaltete sich schwierig, da nur von Hand mit akkubetriebenen Gerät gebohrt werden konnte (vgl. Abbildung 5). Zur Spülwasserversorgung wurde ein umgebauter Druckbehälter eines Drucksprühers eingesetzt.



Abb. 5: Bohrkernentnahme mit Akkubohrgerät und Handpumpe im Bereich der späteren Baustelle

Die gewonnenen Kerne waren meist kleinstückig und wiesen auch in Tiefen von mehr als 10 cm dieselben tonigen Verfüllungen von Rissen und Poren auf wie nahe an der Oberfläche.

Die Laboruntersuchungen der Bohrkern- und Handproben mit Porositäten zwischen 5 und 20 Vol.-%, Rohdichten zwischen 2,2 und 2,6 g/cm³, Verformungsmoduln von 2 000 bis 10 000 MPa und Druckfestigkeiten zwischen 10 und 80 MPa bestätigten den ersten Eindruck der stark schwankenden Felsqualität. Abbildung 6 zeigt die Spannungs-Dehnungskurven von einachsialen Druckversuchen an gesägten Bohrkernen.

Im Sommer 2004 wurde eine weitere Untersuchungskampagne zur Bestimmung der Gebirgseigenschaften durchgeführt. Maßgebliche Unterstützung leistete hierbei das Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF), welches ab diesem Zeitpunkt als beratender Projektpartner des IfMB für alle geomechanischen und geotechnischen Fragen fungierte.

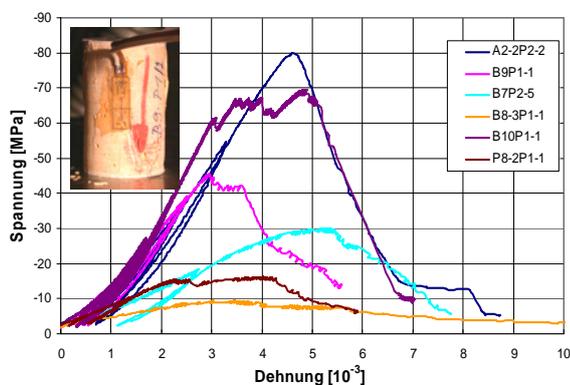


Abb. 6: Spannungs-Dehnungskurven der einachsialen Druckversuche und Beispiel eines Probekörpers mit Dehnmessstreifen

Ein Kernpunkt der Untersuchungen war die Durchführung von Wasserschluckversuchen zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit als Kennwert für die Abschätzung möglicher Umläufigkeiten und der Gefahr rückschreitender Erosion im späteren Sperrwerksbereich. Für die Versuche wurde eine vorhandene Erkundungsbohrung mit ca. 23 cm Durchmesser genutzt, die von der oberirdischen Baustelle im Jahr zuvor bis in die Höhle abgeteuft worden war. Die in die Höhle austretende Bohrung musste zunächst mit einem eigens aus Deutschland mitgeführten Packer im Hangenden der Höhle verschlossen werden. Der Transport des maßgefertigten Packers durch die wasserreiche Höhle erwies sich als äußerst schwierig und war streckenweise nur schwimmend zu bewältigen. Darüber hinaus stellte sich am Ziel heraus, dass der Bohrlochdurchmesser in der Höhlendecke etwas größer war als von indonesischer Seite angegeben, so dass der Packer die Bohrung zunächst nicht abzudichten vermochte. Mit Hilfe von alten Autoreifenschläuchen konnte der Packer schließlich so aufgefüttert werden, dass die vollständige Abdichtung gelang und die Versuchsdurchführung mit einem Tag Verzögerung beginnen konnte (vgl. Abbildung 7).

Die Wasserdurchlässigkeitsmessungen wurden als stationäre und instationäre Schluckversuche durchgeführt. Sie erfassten den Gebirgsbereich von 0 bis 12 m oberhalb der Höhlendecke. Als Messeinrichtung genügten ein 100 m langes Lichtlot mit Grundtaster, eine Wasseruhr, eine Stoppuhr und ein Wasserschlauch. Die Versuche ergaben Gebirgsdurchlässigkeiten von $k_F = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s bis $k_F = 2 \cdot 10^{-8}$ m/s. Dabei war eine Abnahme der Durchlässigkeit von oben nach unten zu beobachten. In der Höhle wurde bei laufendem Versuch kein Wasseraustritt an der Höhlendecke festgestellt.

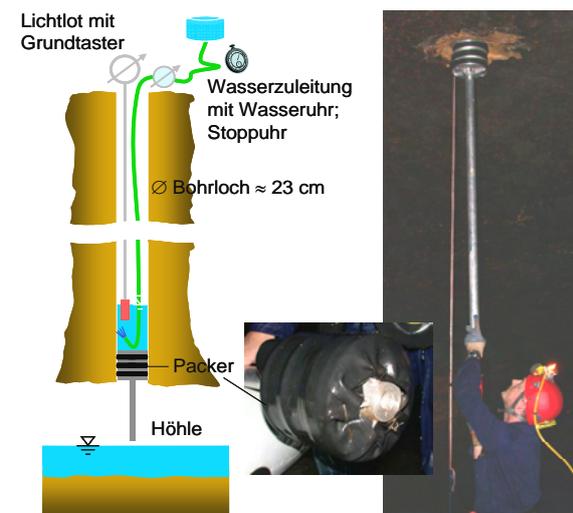


Abb. 7: Versuchsanordnung der Wasserschluckversuche und Einbau des Packers

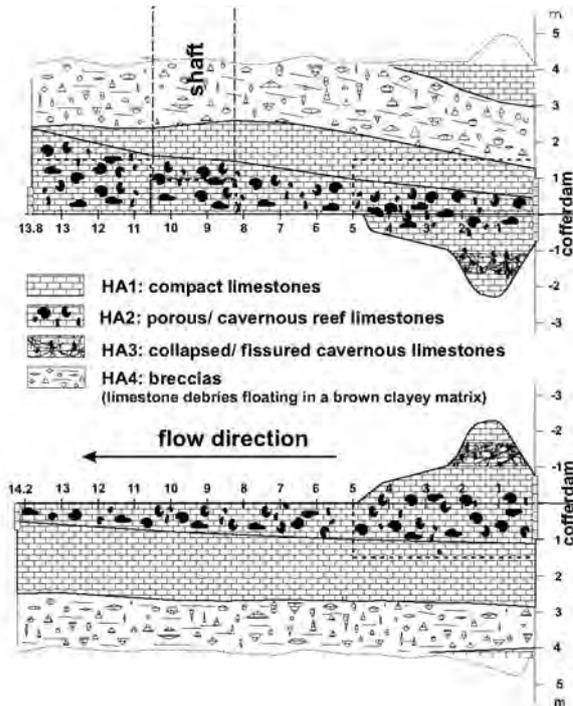


Abb. 8: Ergebnis der Oberflächenkartierung

Mit der Fertigstellung des Zugangsschachtes war es möglich, das Gebirge im Bereich des Absperrbauwerkes weiter zu untersuchen [3]. Hierzu wurde vom IBF und IMG eine geologisch/geotechnische Oberflächenkartierung der Sperrenstelle erstellt (siehe Abbildung 8).

Das Gebirge wird in die folgenden vier Homogenbereiche unterteilt:

- HA1: massiger, gebankter Kalkstein
- HA2: kavernöser Riffkalk
- HA3: kollabierter kavernöser Riffkalk
- HA4: brekziöser Kalkstein in einer weichen Tonmatrix

Acht Kernbohrungen mit einer Länge von jeweils 10 m dienen der Erkundung des Nahbereichs der Sperrenstelle. Je eine Bohrung wurde in die Firste (vertikal) sowie in die beiden Ulmen (horizontal) der Höhle abgeteuft. Die Erkundung des Aufstandsbereichs in der Sohle erfolgte mit 5 Vertikalbohrungen. Abbildung 9 zeigt als Beispiel die Kernstrecke einer Vertikalbohrung in die Sohle. Die mit Bambusrohren aufgefüllten Fehlstrecken weisen auf Bereiche mit ungünstigen Gebirgsverhältnissen hin. Es ist jedoch nicht eindeutig nachweisbar, ob es sich um die Bereiche HA3 oder HA4 handelt.

Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen der Sperrmauer wurden den Homogenbereichen auf der Basis einer Felsmassenklassifikation Steifigkeitskennwerte zugeordnet. Um die Sperrkräfte sicher in den umgebenden Fels einzuleiten, wurden die im Folgenden aufgeführten Maßnahmen getroffen.



Abb. 9: Kernstrecke einer Vertikalbohrung in die Sohle der Höhle

Zur Verbesserung der Tragfähigkeit der Aufstandsfläche des Absperrbauwerkes wurden im Sohlbereich drei versetzt angeordnete Reihen von 4 m langen Mikropfählen mit einem Abstand von 0,7 m hergestellt, die in tieferliegende bankige Kalksteinschichten einbinden. Mit dieser Maßnahme wurde gleichzeitig beabsichtigt, dass sich das Verpressgut der Mikropfähle so ausbreitet, dass eine Reduzierung der Durchlässigkeit dieser Zone erreicht wird.

In den oberen Ulmenbereichen unter der Höhlendecke lagen auf beiden Seiten brekziöse Schichten mit einer sehr geringen Tragfähigkeit vor, die ausgeräumt und durch Betonplomben ersetzt werden sollten. Realisiert wurde jedoch eine andere Lösung (vgl. Kap. 4.1.2)

Das Hangende über der Plattform wurde mit einer Systemvernagelung aus vollvermörtelten GEWI-Stählen $\varnothing 28$ mm gegen Firstbruch infolge Wasserdruck in den Schichtfugen gesichert (siehe Abbildung 10).

Zudem wurde direkt hinter dem Absperrbauwerk ein Dränageschirm gebohrt. Mit diesem wird sichergestellt, dass evtl. auftretendes Sickerwasser in der Firste unterstrom der Sperrmauer drucklos abgeführt wird.

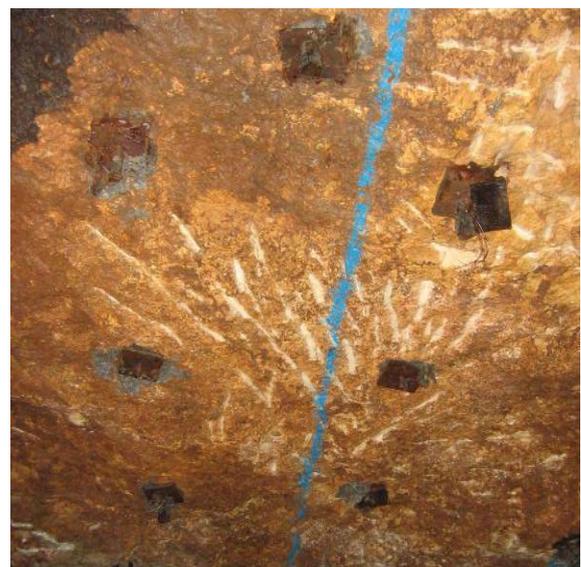


Abb. 10: Felsnägel im Hangenden der Höhle

4 Sperrwerksanlage – Konstruktion, Bemessung und Ausführungsdetails

In Kapitel 2.2 wurde bereits ein Überblick über die gesamte Sperrwerksanlage gegeben. Von den drei funktionalen baulichen Einheiten aus Beton, Sperrmauer, Anlagenplattform und Kofferdamm werden im Folgenden nur die Sperrmauer und die Plattform näher erläutert (vgl. Abbildung 11). Der unbewehrte Kofferdamm aus Ausgussbeton ist in Kapitel 5 ausführlich beschrieben.

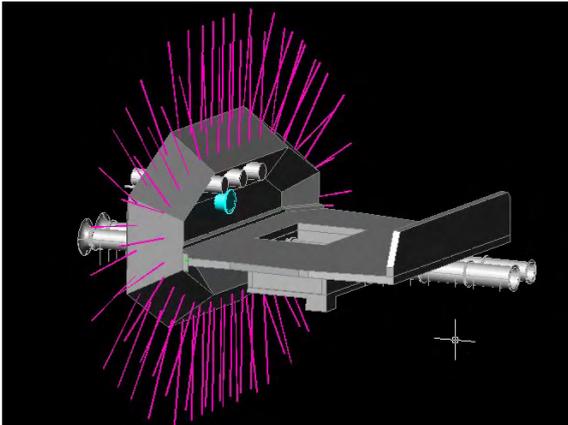


Abb. 11: Sperrmauer mit Felsnägeln, Anlagenplattform mit Schieberkammer und Rückstau-mauer sowie Hochwasserentlastung (Fließrichtung von links nach rechts)

Im Vergleich zu üblichen Sperrwerksbauten ist das vorliegende Sperrwerk relativ klein (vgl. Abbildung 3). Die Sperrmauer besitzt eine Höhe von 8,50 m und eine Breite von 15,00 m. Ihre Dicke variiert zwischen 1,50 und 2,50 m. Die Anlagenplattform mit einer Dicke von 30 cm ist 10,10 m lang und zwischen 10,60 und 12,40 m breit. Ihre umlaufende Rückstau-mauer ist ebenfalls 30 cm dick und 1,80 m hoch.

Gemäß Kooperationsvertrag zwischen Indonesien und Deutschland war von deutscher Seite ein „Pre-Design“ der Anlage zu erstellen, ohne einzelne Bauteile im Detail statisch nachzuweisen. Im Projektverlauf zeigte sich jedoch, dass die empfohlenen Bauteilquerschnitte, Stahlmengen, Ankerlängen etc. meist 1:1 von indonesischer Seite übernommen wurden. Dies führte letztendlich dazu, dass von deutscher Seite bereits im Vorfeld eine deutlich detailliertere Planung vorgelegt wurde als ursprünglich vorgesehen.

4.1 Sperrmauer

4.1.1 Ursprüngliche Planung

Die Sperrmauer ist in ihrer Formgebung einer in vertikaler und horizontaler Richtung gekrümmten Bogenmauer angenähert. Um den Schalungsaufwand in der Höhle möglichst gering zu halten, wurde die Form durch ebene Flächen approximiert. Hierbei

ist die Krümmung in vertikaler Richtung deutlich stärker als in horizontaler Richtung, so dass der Wasserdruck bei Volleinstau vor allem über die Höhlendecke und -sohle abgeleitet wird.

In zwei Diplomarbeiten [4, 5] wurden die wichtigsten internationalen Normen, Bemessungs- und Sicherheitskonzepte sowie die maßgebenden Lastkombinationen zusammengestellt und die Mauer mittels dreidimensionaler Finite-Elemente-Berechnung mit dem Programm ABAQUS/Standard geometrisch optimiert. Der Bemessungswasserstand für laufenden Betrieb liegt bei 20 m (Volleinstau), für außergewöhnliche Hochwasserereignisse bei 30 m. Aufgrund der hohen Erdbebengefahr und der hohen Bauwerkssteifigkeit wurden Horizontalbeschleunigungen von 0,3 g und Vertikalbeschleunigungen von 0,15 g angesetzt. Nach Berechnungen des IWG führt ein Druckstoß, der durch einen Felssturz im Bereich des Stausees ausgelöst werden könnte, zu keinen höheren Belastungen als Erdbeben.

Für die FE-Berechnungen wurde die Sperrmauer als linear-elastisches Betonbauwerk mit einem E-Modul von 30 000 MPa angenommen. Die Felsmodellierung erfolgte über den Ansatz einer elastischen Bettung der Auflagerflächen. Zur Berechnung der Bettungsmoduln der einzelnen Auflagerflächen wurde nach Rücksprache mit dem IBF der mittlere an den Bohrkernen ermittelte E-Modul von 5 000 MPa nochmals um den Faktor 10 verringert, um Maßstabeffekte zu berücksichtigen. Die Berechnungen am Modell ohne Rohrdurchlässe ergaben maximale Zugspannungen unter statischer Beanspruchung von weniger als 1 MPa, wobei der maßgebende Lastfall das Eigengewicht ist (Zugspannungen auf der Wasserseite der Mauer durch Biegung in vertikaler Richtung). Bei Volleinstau wird die Mauer wieder in Fließrichtung gedrückt, so dass die maximalen Zugspannungen auf der Luftseite der Mauer liegen und weniger als 0,5 MPa betragen. Vergleichsrechnungen am Modell mit Rohrdurchlässen führten lokal zu ca. 50 % höheren maximalen Zugspannungen. Die Spannungsspitzen lagen dabei an den Kanten der Rohrdurchlässe sowie im Bereich zwischen den Durchlässen. Somit liegen die Zugspannungen in der gesamten Sperrmauer für den Fall ständig wirkender Lasten deutlich unterhalb der Zugfestigkeit von ca. 2,5 MPa (angestrebte Druckfestigkeit: 25 MPa), so dass eine Bewehrung nur zur Begrenzung der Rissbreite und Erhöhung der Duktilität bei z. B. Erdbeben erforderlich ist, nicht aber als statische Biegebewehrung. Zwischen den Rohrdurchlässen wird kreuzweise eine Zusatzbewehrung angeordnet. Die aus den Lastschritten Eigengewicht und Wasserdruck resultierenden Verformungen sind in Abbildung 12 dargestellt.

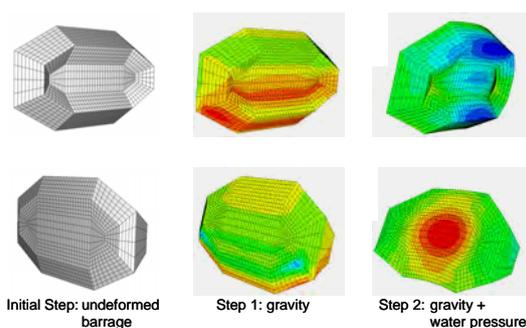


Abb. 12: 1000-fach überhöhte Verformungsbilder der Sperrmauer im unverformten Zustand (links), unter Eigenlast (Mitte) und bei Volleinstau (rechts)

Die maximale horizontale Verschiebung der Mauer wird bei Volleinstau erreicht und liegt im Bereich des oberen Auflagers bei 3,5 mm und am unteren Auflager bei 2,2 mm. Die Ergebnisse berücksichtigen allerdings nicht die mögliche Wirkung asymmetrisch verteilter Felssteifigkeiten, so dass ggf. auch größere Verschiebungen auftreten können. Dies war bei der Ausbildung der Fuge zwischen Sperrmauer und Anlagenplattform zu beachten.

Zur Felsicherung im Bereich der Auflager werden je 36 Felsnägel mit 4,50 m Länge in zwei Reihen ringförmig um die Mauer angeordnet (vgl. Abbildung 11). Im Deckenbereich übernehmen sie während der Ausbrucharbeiten gleichzeitig die Sicherung gegen Firstfall. Zur Erhöhung der Grundbruchsicherheit werden im Bereich zwischen Mauer und Schieberkammer weitere Felsnägel mit Längen zwischen 6 m und 7 m eingebracht. Im übrigen Deckenbereich über der Plattform kommen kürzere Felsnägel mit 3,50 m Länge zum Einsatz. Alle vollvermörtelten Felsnägel besitzen einen Durchmesser von 28 mm bei einem Bohrlochdurchmesser von 65 mm.

Die Wasserschluckversuche zur Abschätzung möglicher Umläufigkeiten um die Mauer ergaben kein eindeutig auf den Sperrmauerbereich übertragbares Ergebnis. Die Höhlendecke zeigte zwar eine sehr geringe Durchlässigkeit, doch waren in weiter oben gelegenen Bereichen auch erheblich höhere Durchlässigkeiten gemessen worden. Es kann daher nicht ausgeschlossen werden, dass auch in den qualitativ schlechteren lateralen Felsbereichen sowie im Bereich der Sohle erhöhte Durchlässigkeiten auftreten, die sich durch rückschreitende Erosion im Laufe der Zeit verstärken können. Für diesen Fall wurde optional ein über 10 m in das Gebirge reichender umlaufender Dichtungsschirm eingeplant, der durch nachträgliche Bohrungen und Felsinjektion erstellt werden kann. Ob von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht werden muss, wird sich erst bei dem für April 2008 geplanten Einstau herausstellen.

Das offizielle Pre-Design von IWG und IfMB wurde im Frühjahr 2005 an die indonesischen Projekt-

partner übergeben. Im Sommer 2006 waren die Bewehrungspläne von indonesischer Seite fertig gestellt und konnten nach qualitativer Prüfung mit kleineren Korrekturen akzeptiert werden. Der ursprüngliche Gedanke einer schwach bis moderat bewehrten Mauer mit fein verteilter Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite wurde von indonesischer Seite angesichts der geplanten Längs- und Querbewehrung mit je \varnothing 22-150 nur bedingt aufgegriffen.

4.1.2 Planänderungen während der Bauphase

Die Ausbrucharbeiten wurden von der ausführenden indonesischen Baufirma so intensiv vorangetrieben, dass sich die ursprünglich geplante Höhe der Sperrmauer von 8,00 m auf 8,50 m erhöhte. Zu diesem Zeitpunkt lag bereits die gesamte Bewehrung fertig gebogen vor Ort, so dass weitere Zulagen erforderlich waren und alle Pläne neu gezeichnet sowie die Nachweise neu geführt werden mussten.

Zwei weitere Planänderungen ergaben sich durch die Ergebnisse der Aufschlussbohrungen im Bereich der Sohle sowie die schlechte Felsqualität in Teilbereichen der Seiten (kollabierter Kalkstein und brekziöse Schichten, vgl. Kapitel 3). Zusätzlich zu der von deutscher Seite befürworteten Lösung, die Lastabtragung in der Sohle über insgesamt 42 Mikropfähle in drei Reihen sicherzustellen, wurde von den indonesischen Planern auf eine zusätzlich angeordnete Platte zur besseren Lastverteilung und Minimierung des Sohldrucks bestanden. Die statische Wirksamkeit dieser „Shoeplate“ genannten Lastverteilungsplatte wurde im Projektverlauf nie eindeutig bewiesen. Vielmehr muss davon ausgegangen werden, dass aufgrund des weichen Untergrunds im Bereich der Shoeplate und der vergleichsweise hohen Steifigkeit der Sohle im Bereich der Mikropfähle keine nennenswerten Lasten zusätzlich aufgenommen werden können. Allerdings konnte von deutscher Seite, abgesehen von den höheren Kosten, die von indonesischer Seite zu tragen waren, auch kein nennenswerter Nachteil durch die Shoeplate erkannt werden, so dass diese Lösung schließlich akzeptiert wurde (vgl. Abbildung 13).

Die andere Planänderung ergab sich durch den notwendigen Ausbruch der brekziösen Schicht in den oberen seitlichen Bereichen der Mauer. Während von deutscher Seite vorgeschlagen wurde, die ausgebrochenen Bereiche mit unbewehrtem Beton als Felsersatz zu schließen, wurde von den indonesischen Partnern gewünscht, diese Bereiche erst beim Betonieren der Sperrmauer zu verfüllen, so dass sie Teil des Bauwerks werden. Diese wie Ohren aussehenden (und auch immer nur so bezeichneten) seitlichen Keile waren daher bewehrt auszuführen (vgl. Abbildung 14).

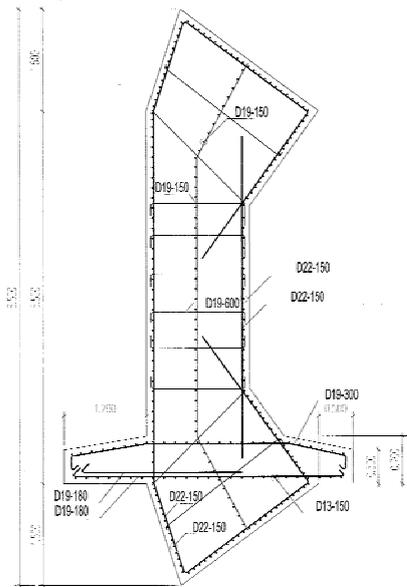


Abb. 13: Bewehrungsplan der Sperrmauer mit „Shoeplate“ (Vertikalschnitt) vor Prüfung und Korrektur durch das IfMB

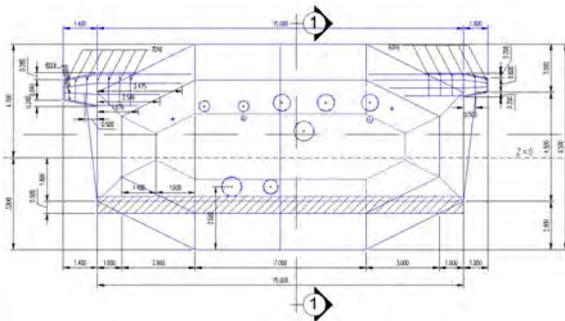


Abb. 14: Ansicht der Sperrmauer mit „Ohren“ (seitliche Keile im oberen Bereich als Ersatz brekziöser Schichten im Fels). Blick in Fließrichtung

4.2 Anlagenplattform mit Schieberkammer

Die 30 cm dicke Anlagenplattform liegt an ihrem unterstromigen Ende auf dem Kofferdamm und im übrigen Bereich auf einer hydraulisch gebundenen Schüttung aus gereinigtem Ausbruchmaterial auf. Zur Begrenzung der Rissbreite ist beidseitig eine schwache kreuzweise Bewehrung $\varnothing 13-125$ angeordnet. Aus den Pumpenmoduln im Betrieb ergeben sich nur vergleichsweise geringe Auflasten von max. $10,6 \text{ kN/m}^2$. Maßgebend für die Bemessung war die Sicherung der Platte gegen Auftrieb. Bei einer geplanten Ausführung der Mauer ohne zusätzlichen umlaufenden Dichtungsschirm und wasserdichtem unterstromigen Kofferdamm ist die Weglänge für den Potentialabbau des Porenwasserdrucks zwischen ober- und unterstrom relativ kurz. Da die Durchlässigkeiten im Fels stark schwanken können, kann bei dieser Lösung der wirksame Wasserdruck unter der Plattform im ungünstigsten Fall noch mehr als 10 m

Druckhöhe erreichen. Es wurde daher entschieden, im unterstromigen Kofferdamm vier Dränagerohre zu installieren, die bis in die hydraulisch gebundene lose Schüttung unter der Plattform reichen. Damit entspricht der wirksame Auftrieb dem Unterwasserspiegel und kann maximal 2,1 m Druckhöhe erreichen. Bei höheren Wasserständen wird die 1,80 m hohe Rückstaumauer überströmt und die Plattform geflutet. Zum Zeitpunkt der Planung waren allerdings keine derart hohen Wasserstände während der Regenzeit bekannt geworden. Die nach Abzug des Eigengewichts verbleibende Auftriebskraft wurde durch eine Verankerung der Plattform mit 6 m langen Felsnägeln $\varnothing 28$ sichergestellt. Dieser Bauabschnitt wurde im November 2005 fertig gestellt.

Durch Veränderungen im Abfluss infolge des Erdbebens im Frühjahr 2006 sind die getroffenen Annahmen zu den Maximalwasserständen unterstrom der Sperranlage vermutlich nicht mehr zutreffend. Ein Felssturz mit einem Volumen von ca. 1000 m^3 etwa 500 m unterstrom der Baustelle führt trotz mehrfacher Sprengung und Räumung der Stelle (vgl. Teil 1 dieses Beitrags [1]) zu höheren Wasserständen bei Extremniederschlägen. Diese können allerdings nach Fertigstellung der Sperrwerksanlage durch die Steuerung der Pumpen/Turbinen sowie der Hochwasserentlastung kontrolliert werden, so dass eine zusätzliche Erhöhung der vorhandenen Rückstaumauer nicht zwingend erforderlich ist.

4.3 Ausführungsdetails

Innerhalb des Pre-Designs wurden von deutscher Seite auch Konstruktionsvarianten für die Ausbildung wasserdichter Fugen und Rohrdurchführungen angegeben.

Zum Ausgleich der berechneten Horizontalbewegung der Sperrmauer bei Wassereinstau wurde zwischen Mauer und Anlagenplattform eine Bewegungsfuge vorgesehen, welche aufgrund des Wasserdrucks unter der Plattform wasserdicht ausgeführt sein muss. Diese Fuge sollte neben den horizontalen auch vertikale Verschiebungen ausgleichen können. Empfohlen wurde eine Kombination aus innenliegendem Dehnungsfugenband und Fugenabschlussband an der Oberseite.

Da der oberstromige Teil der Hochwasserentlastungsrohre aufgrund seiner festen Verbindung mit der Sperrmauer eine ebensolche Horizontalbewegung erfahren wird, sind an den beiden Eintrittsöffnungen der Rohre in die Schieberkammer Dichtungsmanschetten mit ausreichendem Dehnungs- oder Gleitvermögen erforderlich. Der unterstromige Teil der Hochwasserentlastung wird unverschieblich angenommen, so dass je Rohr ein zusätzliches Ausgleichselement für Horizontalbewegungen eingebaut werden muss.

Die Rohrdurchführungen durch die Sperrmauer müssen nicht verschieblich sein, so dass eine kostengünstige Ausführung mit einfachem Mauerflansch gewählt werden konnte. Zusätzlich wurden innerhalb der Sperrmauer weitere Flansche um die Rohre angeordnet und Verpressmöglichkeiten vorgesehen, welche bei Undichtigkeiten zum Nachinjizieren genutzt werden können.

5 Baumaterialien und Betontechnologie

Wie beim gesamten Verbundprojekt angestrebt, sollte auch bei der betontechnologischen Konzeption und Herstellung der Betonbauteile auf angepasste Technologien und örtlich verfügbare Baustoffe zurückgegriffen werden. Die vom Sperrwerk zu erfüllenden Anforderungen an Festigkeit, Dauerhaftigkeit und insbesondere Dichtigkeit erforderten umfangreiche Untersuchungen der Eigenschaften der zur Verfügung stehenden Baustoffe und ihrer Eignung zur Herstellung des Bauwerks. Die während der Bauarbeiten vorherrschenden, teilweise äußerst ungünstigen Randbedingungen machten es zudem notwendig, intensive Vor-Ort-Erkundungen hinsichtlich der Verfügbarkeit und Qualität der in Frage kommenden Ausgangsstoffe zur Betonherstellung durchzuführen.

5.1 Verfügbare Betonausgangsstoffe

5.1.1 Hydraulische Bindemittel

In Indonesien gibt es zahlreiche Zementwerke, die von namhaften, weltweit operierenden Zementherstellern betrieben werden. Die Auswahl an erhältlichen Zementen ist jedoch sehr begrenzt. In der Praxis kommen fast ausschließlich Portlandzemente (OPC Type I) und sog. Portlandpuzzolanzemente (PPC) zum Einsatz.

Die am IfMB durchgeführten Untersuchungen der Mahlfineinheit und chemischen Zusammensetzung der Zemente ergaben, dass zur Herstellung der Betonbauteile in Bribin der Portlandzement (OPC Type I) zu bevorzugen ist. Der kostengünstigere Portlandpuzzolanzement (PPC) wies einen beträchtlichen Anteil unlöslicher Bestandteile auf und wurde deshalb für eine Verwendung in Bribin ausgeschlossen.

Wegen der Nähe des Vulkans Merapi zur Baustelle, bot sich die Verwendung hydraulisch wirksamer, vulkanischer Aschen zur Substitution von Teilen des Zements an. Mögliche Vorteile bestehen hierbei in einer geringeren oder verzögerten Wärmeentwicklung während der Hydratation sowie einer Kostensparnis, da der Zement im Vergleich deutlich teurer ist. Hierzu wurden an den Bergflanken des Vulkans Proben von vulkanischen Aschen entnommen. Die Entnahmestellen befanden sich im Bereich gut erschlossener Gerölltäler, in denen bereits Aschen, Sande und Gesteinskörnungen abgebaut wurden. Die am IfMB durchgeführten Untersuchungen der

Aschen ergaben nur schwach ausgeprägte oder gar keine latent hydraulischen Eigenschaften. Somit war die Verwendung der örtlich verfügbaren Aschen zur Substitution des Zements nicht möglich.

5.1.2 Betonzusatzmittel und -stoffe

Die gebräuchlichen Betonzusatzmittel wie Fließmittel, Erstarrungsverzögerer, Stabilisierer etc. werden in Indonesien von europäischen und amerikanischen Herstellern angeboten und kommen bei anspruchsvolleren Baumaßnahmen zur Anwendung. Zunächst wurde jedoch in Zusammenarbeit mit Fachleuten der Universität Gadjah Mada in Yogyakarta der Einsatz von indonesischem Rohrzucker als äußerst billigem Ersatz für einen kommerziellen Erstarrungsverzögerer in Erwägung gezogen. Aufgrund der Tatsache, dass Rohrzucker bei falscher Dosierung beschleunigend und somit gerade gegensätzlich zum gewünschten Verhalten wirkt sowie eine akkurate und homogene Dosierung wegen der zur Verfügung stehenden Mischertechnik nicht gewährleistet werden konnte, wurde von einer Verwendung des Rohrzuckers abgesehen. Zum Einsatz mussten daher kommerzielle Betonzusatzmittel kommen.

Betonzusatzstoffe, wie z. B. Flugasche, deren Verwendung sich wegen einer besseren Verarbeitbarkeit des Frischbetons und auch insbesondere im Hinblick auf die Hydratationswärmeentwicklung des zum Bau des massigen Sperrwerks zu verwendenden Betons angeboten hätte, sind in Indonesien nur als teure Importprodukte erhältlich und wurden daher im Rahmen des Projektes nicht eingesetzt.

5.1.3 Gesteinskörnungen

Bei der Erkundung zahlreicher Abbau- und Entnahmestellen für Sand und Geröllmaterial sowie von Schotter- und Betonwerken in der Umgebung von Yogyakarta konnten wichtige Informationen für die Auswahl der zur Betonherstellung herangezogenen Gesteinskörnungen gewonnen werden.

Der für Baumaßnahmen in den Regionen Yogyakarta und Gunung Sewu verwendete Sand wird nahezu ausschließlich am Berg Merapi abgebaut. Es handelt sich hierbei um einen grobkörnigen vulkanischen Sand mit einer relativ hohen Porosität bei einer vergleichsweise hohen Trockenrohdichte.

Für die mittleren und gröberen Gesteinskörnungen kommen zahlreiche unterschiedliche, örtlich verfügbare vulkanische Gesteine in Betracht. Die Aufbereitung, das Brechen und Sortieren der unterschiedlichen Fraktionen erfolgt entweder maschinell in kleineren Schotterwerken (siehe Abbildung 15) oder händisch an Einzelarbeitsstätten, meist an Flussläufen oder entlang von größeren Durchgangstraßen gelegen. An diesen werden größere Schottersteine einzeln mit dem Hammer zertrümmert und nach ihrer Größe sortiert, siehe Abbildung 16.



Abb. 15: Maschinelles Brechen und Sortieren von Gesteinskörnungen zur Betonherstellung



Abb. 16: Händische Herstellung und Sortierung von Gesteinskörnungen unterschiedlicher Fraktionen

Je nach Bedarf stehen unterschiedliche Fraktionen und Kornformen zur Verfügung. Bei den Erkundungen konnte festgestellt werden, dass die maschinell aufbereiteten Gesteinskörnungen aufgrund der verwendeten Brecher teilweise ungünstige, plattige Kornformen aufweisen. Die Gesteinskörnungen sind i. d. R. in drei Fraktionen erhältlich (0 - 10 mm, 10 - 20 mm und 20 - 30 mm).

Die Proben ausgewählter runder und gebrochener Kiese wurden am IfMB hinsichtlich ihrer Eignung als Gesteinskörnung für die Herstellung des Betons zum Bau des wasserundurchlässigen Sperrwerks untersucht. Hierbei bestanden Mindestanforderungen im Wesentlichen bezüglich der Festigkeit und Porosität der Gesteinskörnungen. Darüber hinaus mussten sich aus den einzelnen Fraktionen ohne größeren Aufwand geeignete Sieblinien zusammensetzen lassen.

Am geeignetsten für den Einsatz bei der Herstellung des unterirdischen Sperrwerks erwiesen sich Gesteinskörnungen aus Andesit, die westlich von Yogyakarta als Geschiebe aus dem Fluss Clereng gewonnen werden. Das Material wies im Vergleich mit anderen Gesteinskörnungen vulkanischen Ur-

sprungs relativ geringe Schwankungen der untersuchten Materialeigenschaften und eine vergleichsweise hohe Festigkeit und niedrige Wasseraufnahme auf (1,6 M.-%).

5.1.4 Zugabewasser

Als Zugabewasser für die Betonherstellung kam das in der Höhle Bribin vorhandene Flusswasser in Betracht. Die Untersuchungen des Chemismus des Wassers am Institut für Mineralogie und Geochemie der Universität Karlsruhe ergaben eine gute Eignung zur Verwendung als Zugabewasser bei der Betonherstellung [2].

5.2 Unterwasserbeton zur Herstellung der Kofferdämme

Die Erschließung und Trockenlegung des Baustellenbereichs in der über die gesamte Breite Wasser führenden Höhle erforderte ein neuartiges Konzept der Wasserhaltung. Die klassischen Maßnahmen, bei denen Teile des Flussbetts durch z. B. Rammung von Spundwänden abgetrennt werden, konnten im vorliegenden Fall nicht angewandt werden.

Das entwickelte Konzept sah vor, ober- und unterstrom der Baustelle im fließenden Wasser Kofferdämme quer zur Fließrichtung über die lichte Breite der Höhle zu errichten. Der gesamte Abfluss konnte dann durch die beiden Hochwasserentlastungsrohre geleitet werden, deren Ein- und Auslauf in den Kofferdämmen eingebettet sind. Die Besonderheit des Konzepts lag darin, dass die Kofferdämme als massive, dichte Betonbauteile in einem fließenden Gewässer herzustellen waren. Die gängigen Verfahren zur Herstellung von Bauteilen aus Unterwasserbeton in stehenden Gewässern konnten daher nicht angewendet werden. Vor diesem Hintergrund wurde in Zusammenarbeit mit dem IWG eigens ein Verfahren entwickelt, das die Herstellung von Kofferdämmen mit Ausgussbeton in fließenden Gewässern ermöglicht.

Bei diesem Verfahren wird eine Schüttung aus grobem, gebrochenem Felsmaterial (Größtkorn 150 mm) in Form des geplanten Kofferdamms auf die Sohle des zuvor geräumten und gereinigten Flussbetts eingebracht. In den Zwickeln zwischen dem entstandenen Korngerüst ist die Fließgeschwindigkeit des Wassers um ein Vielfaches geringer. Diese wird zusätzlich herabgesetzt, indem auf die Flanken des Damms ein Geotextil (oder z. B. Jute) ausgebreitet wird, welches zusätzlich mit Sandsäcken oder einer Schüttung aus feinkörnigem Kies beschwert wird. Durch Einfüllrohre, die senkrecht in die Schüttung eingebaut sind, wird anschließend ein fließfähiger, schwer entmischbarer und erosionsfester Zementmörtel in Lagen eingefüllt. Dieser verdrängt das sich in den Zwickeln zwischen dem Korngerüst befindliche Wasser und erhärtet dort (vgl. Abbildung 17).

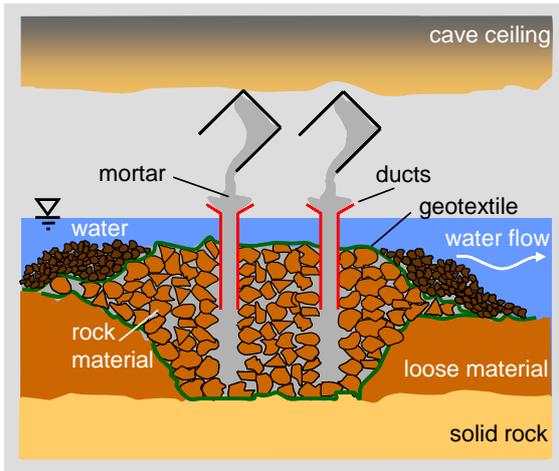


Abb. 17: Schematische Darstellung eines mit Ausgussbeton im fließenden Wasser hergestellten Kofferdamms

Die Rezeptur des Zementmörtels muss so eingestellt werden, dass ein Ausspülen und Entmischen des Mörtels oder eine nennenswerte Erhöhung des w/z-Wertes ausgeschlossen sind. Mit Hilfe von Vorversuchen konnte eine geeignete Rezeptur entwickelt werden. Diese beinhaltet neben Zement (CEM I 32,5 R), Sand und Wasser eine sorgfältig abgestimmte Menge an Fließmittel auf Polycarboxylatether-Basis und Unterwasser-Compound, siehe Tabelle 1.

Sowohl die Eignung der Rezeptur als auch die Anwendbarkeit des Betonierverfahrens wurden in einem Großversuch nachgewiesen, der im Dezember 2004 im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWG stattfand. Hierzu wurde ein ca. 0,6 m hoher, 1,8 m breiter und 2,5 m langer Damm aus Wasserbausteinen (Fraktion 50/150 mm) quer in einer Rinne aufgeschüttet und mit Jute und Kies abgedeckt. Senkrecht in den Damm wurden Kunststoffrohre mit einem Abstand von ca. 0,6 m angeordnet (siehe Abbildung 18), durch die der Mörtel lagenweise eingefüllt wurde, während das Wasser in der Rinne den Damm durch- und überströmte (Abfluss ca. 60 Liter/s).

Tab. 1: Rezeptur des für die Herstellung der Kofferdämme im Ausgussverfahren verwendeten Zementmörtels

Ausgangsstoff	Zugabemenge
Zement (CEM I 32,5 R)	700 kg/m ³
Wasser	345 kg/m ³
Sand 0/2	1045 kg/m ³
Fließmittel	< 1,2 M.-% v. Z.
Unterwasser-Compound	1,5 ... 2,0 M.-% v. Z.



Abb. 18: Dammschüttung aus Wasserbausteinen und Kies mit Textillage

Das Ergebnis des Großversuchs war erfolgreich und vielversprechend. Das Verfahren stellte sich als praxistauglich heraus und bildete die Grundlage für die Herstellung der Kofferdämme in der Höhle zur Erreichung und Sicherstellung einer wasserfreien Baugrube.

5.3 Beton für Sperrmauer und Plattform

Bei der Entwicklung der Rezeptur für den Sperrwerksbeton waren neben den statischen Anforderungen vor allem die Einflüsse aus den geometrischen, klimatischen und bautechnischen Randbedingungen zu beachten.

Bei der Sperrmauer handelt es sich um ein massiges Bauteil, dessen Dicke zwischen 1,5 m und 4,2 m im Bereich der Shoeplate variiert und welches ein Betonvolumen von ca. 220 m³ besitzt. Während der Herstellung der Betonbauteile war damit zu rechnen, dass sowohl oberirdisch beim Mischen und Transportieren des Frischbetons als auch beim Betoneinbau in der Höhle Lufttemperaturen von ungefähr 30 °C vorherrschen. Die Fahrzeit eines Fahrmischers zwischen der Baustelle und dem nächstgelegenen Betonwerk musste mit ca. 2,5 Stunden veranschlagt werden. Anschließend war der Beton durch den Schacht in die Höhle zu transportieren und dort unmittelbar zu verarbeiten. In der Höhle war wegen Platzmangel eine Vorratshaltung der Betonausgangsstoffe und aufgrund der eingeschränkten Möglichkeit zur Belüftung des Arbeitsraumes ein Mischen des Betons nicht möglich. Erschwerend kam hinzu, dass von den indonesischen Projektpartnern keine Betonpumpe zur Verfügung gestellt werden konnte, die klein genug war, um durch den Schacht in die Höhle gebracht zu werden. Somit musste der Frischbeton in einem Krankübel durch den Schacht transportiert und an dessen Fuß direkt auf Rinnen bzw. Förderbänder entleert werden. Bedingt durch die Fördergeschwindigkeit und die Höchsttraglast des

zur Verfügung stehenden Krans war somit nur eine maximale Einbaukapazität von 6 m³ Frischbeton pro Stunde möglich.

Von der alternativen Möglichkeit, den Frischbeton im Schacht 100 m senkrecht nach unten zu pumpen, wurde aufgrund der hohen technologischen Anforderungen und der diesbezüglich mangelnden Erfahrung der indonesischen Projektpartner abgesehen.

Eine erste Versuchsreihe zur Entwicklung der Betonrezeptur wurde im Februar 2005 in Zusammenarbeit mit Prof. Ir. Bambang Suhendro an der Gadjah Mada Universität in Yogyakarta durchgeführt. Hierbei kamen neben Portlandzement (OPC Type I), Wasser, Sand und groben Gesteinskörnungen aus gebrochenem Andesit auch Fließmittel und Erstarrungsverzögerer zum Einsatz. Der Zementgehalt betrug 380 kg/m³ Beton und der w/z-Wert wurde zu 0,50 gewählt. Neben Festigkeitsprüfungen wurde zusätzlich die Hydratationswärmeentwicklung der Betonprobekörper gemessen. Aufgrund der vielversprechenden Ergebnisse wurde der Beton für die Plattform, die Schieberkammer und die Rückstau-mauer auf der Grundlage dieser Versuche hergestellt. Hierbei wurde der Beton vor Ort in kleinen Chargen gemischt. Die verwendete Betonrezeptur erwies sich als ausreichend robust sowie gut verarbeitbar. Die an Zylindern (150 mm/300 mm) im Alter von 28 Tagen ermittelten Druckfestigkeiten lagen zwischen 34 MPa und 50 MPa. Die hergestellten Bauteile hatten sehr feste, rissfreie Oberflächen und wiesen nahezu keine Verdichtungsstörungen auf.

Für die Herstellung der massigen Sperrmauer musste die Rezeptur weiter angepasst werden. Die benötigten Betonmengen konnten nur im 2,5 Fahrstunden entfernten Betonwerk in Yogyakarta eingewogen, in die Fahrmischer gefüllt und dort gemischt werden. Bis zum endgültigen Einbau in die Schalung vergingen zwischen 3 und 5 Stunden. Um eine ausreichende Verarbeitbarkeit sicherzustellen, musste der Zementgehalt auf 410 kg/m³ erhöht und die empfohlene maximale Zugabemenge an Erstarrungsverzögerer (0,40 M.-% v. Z.) ausgenutzt werden. Der Erstarrungsverzögerer wurde hierbei bereits bei der Befüllung des Fahrmischers im Werk vollständig zugegeben. Das Fließmittel wurde nach Ankunft des Fahrmischers auf der Baustelle eingemischt. Die Dosierung war hierbei abhängig vom Ergebnis einer unmittelbar vor dem Einbau durchgeführten Überprüfung des Setzmaßes des Frischbetons. Die Fließmittelzugabe variierte zwischen 0 und 0,35 M.-% vom Zement. Je nach Dauer des weiteren Betontransports durch den Schacht und des Betoneinbaus in die Schalung musste bei den späteren Entnahmen aus dem Mischer zusätzlich Fließmittel nachdosiert werden. Einzelheiten zur verwendeten Betonrezeptur bei der Herstellung der Sperrmauer können Tabelle 2 entnommen werden.

Tab. 2: Rezeptur des für die Herstellung der Sperrmauer verwendeten Betons

Ausgangsstoff	Zugabemenge
Zement (OPC Type I)	410 kg/m ³
Wasser	205 kg/m ³
Sand	880 kg/m ³
Gesteinskörnung (Andesit), Größtkorn 20 mm	880 kg/m ³
Erstarrungsverzögerer	0,40 M.-% v. Z.
Fließmittel	0 ... 0,35 M.-% v. Z.

Die bereits im frühen Alter von 3 Tagen ermittelten Druckfestigkeiten (Zylinderproben 150 mm/300 mm) lagen zwischen 20 MPa und 22 MPa.

Da der Zementgehalt aus Gründen der Verarbeitbarkeit nicht weiter abgesenkt werden konnte und Flugasche als Zusatzstoff nicht zur Verfügung stand, musste der Wärmeentwicklung infolge Hydratation besondere Beachtung geschenkt werden. Eine Vielzahl von Parametern hat Einfluss auf die innerhalb des Mauerquerschnitts entstehenden Temperaturgradienten und dem daraus resultierenden Risiko von Rissbildungen im Beton. Neben der Umgebungs- und Frischbetontemperatur, den Sperrmauerabmessungen und der Betonzusammensetzung müssen auch der Betonierfortschritt, die Schalung und der Ausschaltzeitpunkt beachtet werden. Zur Abschätzung des Einflusses der einzelnen Parameter wurden numerische Simulationen der zeitlichen Temperaturentwicklung innerhalb des Mauerquerschnitts durchgeführt. Als Ergebnis der Simulationen konnte festgestellt werden, dass beim Bau der Sperrmauer aktive Kühlungsmaßnahmen während der anfänglichen Erhärtungsphase des Betons die beste Lösung zur Vermeidung einer nennenswerten Rissbildung darstellen. Die aktive Kühlung wurde mit Hilfe von Kühlschlangen umgesetzt, die innerhalb des Mauerquerschnitts verlegt und einbetoniert wurden. Als Kältemittel wurde das 26 °C warme Höhlenwasser verwendet. Die Kühlrohre aus Stahl wurden so dimensioniert, dass bei einer Rohrströmungsgeschwindigkeit von ca. 2 m/s die Rücklauftemperatur 36 °C nicht überschritt.

6 Bauausführung

Die Erschließung und der Betrieb der Höhlenbaustelle waren in jeglicher Hinsicht außergewöhnlich und erforderten eine Vielzahl von Sonderlösungen. Neben dem eingeschränkten Zugang über den Schacht und dem Platzmangel in der Höhle stellte vor allem der ganzjährig Wasser führende Fluss eine besondere Herausforderung bei der Umsetzung der Baumaßnahme dar. So führten die über den Jahresver-

lauf stark schwankenden Abflüsse während der Regenzeiten unweigerlich zu Überflutungen der Baustelle und sorgten damit für längere Bauunterbrechungen. Aufgrund der eingeschränkten Möglichkeit zur Belüftung war nur der Einsatz von elektrisch oder über Druckluft betriebenen Baumaschinen möglich, die wiederum eine gewisse Maximalgröße, die durch den Schachtquerschnitt begrenzt wurde, nicht überschreiten durften.

6.1 Kofferdämme und Felsbauarbeiten

Die Schwierigkeit zu Beginn der Baumaßnahme lag in dem Umstand, dass der Fluss nicht an der Baustelle vorbei, sondern durch die Baustelle hindurch geleitet werden musste. Anders als im klassischen Flussbau war eine Wasserhaltung durch Trockenlegung von Teilen des Flussbetts – wie oben bereits erwähnt – z. B. durch Einrammen von Spundwänden nicht möglich (siehe auch Abschnitt 5.2).

Die Arbeiten wurden von einem Bambusgerüst aus vorbereitet, das im Fluss aufgestellt wurde. Von diesem aus wurde mit ersten Ausbrucharbeiten am Fels und mit der bereichsweisen Abtragung von Schlamm- und Kalzitablagerungen begonnen (vgl. auch Abschnitt 5.4 im Teil 1 dieses Beitrags [1]).

Zur Herstellung einer letztendlich wasserfreien, die ganze Höhlenbreite umfassenden Baugrube wurden zuerst die beiden Hochwasserentlastungsrohre der Sperrwerksanlage segmentweise eingebracht, ausgerichtet und montiert. Jedes dieser Segmente besaß eine Länge von 2 m, einen Durchmesser zwischen 600 mm und 900 mm sowie ein Gewicht zwischen 250 kg und 560 kg. Anfang und Ende der insgesamt ca. 19 m langen Rohrleitungen wurden in die Kofferdämme eingebettet, die sich ober- und unterstrom der Baugrube über die gesamte Flussbreite, d. h. über die lichte Breite der Höhle erstrecken. Durch eine zusätzliche Erhöhung der Kofferdämme mit Sandsäcken konnte die maximal zulässige Abflussmenge auf 2,5 m³/s gesteigert werden, so dass während der Trockenzeit von Mai bis November der gesamte Abfluss durch die Hochwasserentlastungsrohre geleitet werden konnte. Einzelheiten zur Unterwasserbetonage der Kofferdämme im Ausgussverfahren sind in Abschnitt 5.2 beschrieben.

Nach der Fertigstellung der Wasserhaltung im Spätsommer 2005 wurde die zwischen den Dämmen liegende Baugrube gelenzt und das im Flussbett befindliche Sediment und lose Felsmaterial ausgeräumt, siehe Abbildung 19.

Im Weiteren wurden durch die Ausbrucharbeiten lose, geringfeste Bereiche des Felses (siehe u. a. Kapitel 3 und Abschnitt 4.1.2) entfernt, der lichte Arbeitsraum oberhalb der Plattform erhöht und die umlaufenden Felswiderlager des Sperrwerks geformt. Insgesamt mussten ca. 250 m³ Fels ausgebrochen werden.



Abb. 19: Blick von unterstrom auf die Baustelle. Am oberen Bildrand ist der oberstromige Kofferdamm aus Ausgussbeton mit einer Erhöhung aus Sandsäcken zu sehen. Rechts sind die beiden Hochwasserentlastungsrohre sichtbar

Im weiteren Verlauf wurden die zur Sicherung der Firste oberhalb der Plattform und im Bereich der Felswiderlager sowie zur Auftriebssicherung der Anlagenplattform vorgesehenen Felsnägel eingebaut. Ferner wurden die zur Entlastung der Firste vorgesehenen Drainagebohrungen durchgeführt. Nähere Angaben hierzu sind in den Kapiteln 3 und 4 enthalten.

6.2 Anlagenplattform mit Schieberkammer

Im November 2005 wurden die Anlagenplattform, die Schieberkammer und die umlaufende Rückstauauer aus Stahlbeton hergestellt. Zuvor war das zur Auflagerung der Plattform erforderliche Schotterbett eingebaut und verdichtet worden. Im Schotterbett wurden vier Dränagerohre verlegt, die eine Begrenzung des Wasserdrucks unter der Plattform auf die Höhe des Unterwasserspiegels sicherstellen sollen. Die zur Auftriebssicherung zuvor in den Fels unterhalb der Plattform eingebrachten Felsnägel wurden in Höhe der Plattform umgebogen und in diese als Bewehrung eingebunden.

6.3 Sperrmauer

Nach der Herstellung der Anlagenplattform wurden die Arbeiten am Sperrwerk aufgenommen. Noch bevor wesentliche Fortschritte zu verzeichnen waren, mussten die Arbeiten durch das frühe Einsetzen der Regenzeit im Dezember 2005 unterbrochen werden. Nach Wiederaufnahme der Bauarbeiten im Mai 2006 mussten diese als Folge eines Versturzes, der durch ein starkes Erdbeben in der Region Yogyakarta verursacht worden war, bis Juni 2007 erneut ausgesetzt werden. Nähere Informationen über die durchgeführten Sprengarbeiten zur Beseitigung des Versturzes, der zu einem Rückstau des Abflusses führte und den freien Wasserspiegel im Bereich der Baustelle um ca. 2 m anhub, können dem Kapitel 5 im Teil 1 dieses Beitrages [1] entnommen werden.

Die Arbeiten an der Sperrmauer umfassten das Einbringen von Mikropfählen zur Verbesserung der Gründungssituation, die seitliche Hinzufügung der „Ohren“ an das Sperrwerk zur Verbesserung der Widerlagersituation und zur Senkung des Risikos eines hydraulischen Durchbruchs (siehe Abschnitt 4.1.2) sowie die Herstellung der Sperrmauer aus Ort- und Spritzbeton. Im Folgenden wird auf die Betonarbeiten etwas näher eingegangen.



Abb. 20: Blick von unterstrom auf die Plattform und die Bewehrung der Sperrmauer vor der Betonage des 1. Abschnitts. In der linken Bildhälfte ist eine Rinne für den Frischbetontransport vom Schachtfuß in die Schalung zu sehen



Abb. 21: Blick auf die Bewehrung der Sperrmauer zu Beginn des Schalungsbaus für den 2. Betonierabschnitt. Im unteren Bildbereich sind ein Schalungselement und am linken Bildrand ein Teil der Anlagenplattform zu sehen (Fließrichtung von rechts nach links)

Die Herstellung der monolithischen Sperrmauer erfolgte vom Fuß bis zum oberen Abschluss in insgesamt sechs Abschnitten, die jeweils in einem Abstand von mehreren Tagen geschalt, bewehrt und betoniert wurden. Die Bewehrung wurde von der indonesischen Baufirma abweichend zur Planung in Längs- und Querrichtung mit je $\varnothing 29-200$ eingebaut (siehe Abbildungen 20 und 21).

Als Schalung kamen Schalbretter und -tafeln zum Einsatz, die teilweise unter großem Aufwand mit einer hohen Maßgenauigkeit um die runden Rohrdurchlässe und in den Kontaktbereichen zum Fels angebracht wurden.

Im Bereich der horizontalen Fugen zwischen den einzelnen Betonierabschnitten wurden Fugenbänder eingebaut (siehe Abbildung 22). Die Fugen selbst wurden wenige Stunden nach Abschluss des Betonbaus durch Hochdruckwasserstrahlen zur Herstellung eines besseren Verbundes zum darauf folgenden Betonierabschnitt aufgeraut. Eine zusätzliche Erhöhung der Rauigkeit erfolgte durch Abbürsten der Betonoberflächen mit Stahlbürsten. Unmittelbar vor dem Betonieren des nächsten Abschnittes wurde eine kommerzielle Haftbrücke auf die zuvor mit Wasser gereinigten Betonoberflächen der Arbeitsfugen aufgetragen. Um zu vermeiden, dass sich aufgrund der feuchten Umgebungsbedingungen in der Höhle größere Wasseransammlungen auf den Betonoberflächen bilden, sind die horizontalen Fugen mit einem leichten Gefälle hergestellt worden.

Vertikale Dehnfugen zur Unterteilung der bis zu 15 m breiten Abschnitte waren nicht vorgesehen. Jedoch erfolgte bei der Betonage eine vertikale Zonierung durch Arbeitsfugen. Deren Lage konnte mit Hilfe von Maschendraht (Maschenweite 5 x 5 mm), der zwischen die Bewehrungslagen geflochten wurde, vorgegeben werden. Dieser Maschendraht teilte die Schalung in horizontaler Richtung in mehrere nebeneinander liegende Zonen und blockierte das Abfließen des in die Schalung gefüllten Frischbetons in benachbarte Bereiche. Die Herstellung eines im festen Zustand monolithischen Betonabschnittes war dennoch möglich, indem der Frischbeton spätestens innerhalb einer Stunde in die angrenzenden Zonen gefüllt wurde. Die Aufteilung der Betonierabschnitte in einzelne vertikal abgetrennte Zonen war erforderlich, da sich aufgrund der sehr geringen Betonierleistung von max. 6 m³/h sonst nur ein extrem geringer Betonierfortschritt in vertikaler Richtung von nur wenigen Zentimetern je Stunde ergeben hätte, was eine ausreichende Verdichtung mit Flaschenrüttlern unmöglich macht.

Die beim Einfüllen des Frischbetons in die Schalung vorgenommene vertikale Zonierung in einzelne Abschnitte erwies sich auch noch in einem anderen Zusammenhang als äußerst zweckmäßig. Durch kleinere Leckagen in den Kofferdämmen strömte

kontinuierlich Wasser in die tiefsten Bereiche der Baugrube, die mit Beton verfüllt werden sollten. Dieses wurde mit Hilfe von Tauchpumpen aus der Baugrube entfernt. Durch eine geschickt gewählte Reihenfolge beim Betoneinbau in die einzelnen Zonen des 1. Betonierabschnittes konnten die eingesetzten Tauchpumpen bis zuletzt in Betrieb gehalten werden, ohne dass sie durch den Kontakt mit Frischbeton frühzeitig verstopften.

Der Transport des Betons in der Höhle erfolgte für die ersten drei Betonierabschnitte mit Hilfe eines verzweigten Systems von Rinnen, die jeweils bis zu mehrere Meter lang waren (siehe Abbildungen 20 und 23). Der Beton wurde zuvor in einem ca. 2,0 m³ großen Krankübel durch den vertikalen Schacht transportiert und am Schachtfuß direkt auf die Rinnen geschüttet. Für den vierten Betonierabschnitt wurden anstelle der Rinnen Förderbänder zum Betontransport eingesetzt. Das Niveau des 5. Betonierabschnittes lag bereits so hoch, dass nur noch von der Wasserseite der Sperrmauer aus betoniert werden konnte. Hierfür wurde der Beton über eine Schüttrinne durch die Revisionsöffnung in der Mauer („Mannloch“) transportiert und händisch mit Eimern eingebaut (vgl. Abbildung 24).

Der oberste Abschnitt der Sperrmauer konnte nicht wie die übrigen Abschnitte aus Ortbeton hergestellt werden, da die anstehende Höhlendecke den Betoneinbau behinderte. Da aus Platzgründen (vgl. Abschnitt 5.3) auch keine Betonpumpe eingesetzt werden konnte, wurde der oberste Mauerabschnitt mit Spritzbeton hergestellt.

Zur aktiven Kühlung des Betons wurde, wie bereits erläutert, ein System aus Kühlrohren in der Schalung montiert (siehe Abbildung 22). Die Rohre wurden mit Beginn des Betoneinbaus für mehrere Tage mit Wasser durchströmt. Die wiederholte Messung der Temperaturdifferenzen zwischen Vor- und Rücklauf lieferte wichtige Hinweise zum Verlauf der Betonhydratation.

Hinsichtlich der Dichtheit des Sperrwerks spielen die Rohrdurchführungen und die Kontaktzonen zwischen Beton und Fels eine bedeutende Rolle. Im Bereich der Rohrdurchführungen wurde vorgeschlagen Injektionsschläuche einzubauen, die eine Abdichtung evtl. auftretender Leckagen ermöglichen [6]. Die indonesische Seite entschloss sich jedoch dazu, eine spätere Injektion auf andere Weise zu ermöglichen. Hierzu wurden von der Luftseite aus Rohre geringen Durchmessers an die Rohrdurchführungen geführt. Durch diese kann später Injektionsmaterial gepresst werden.



Abb. 22: Bewehrung der Sperrmauer, eingebaute Kühlrohre und Fugenband zwischen dem 2. und 3. Betonierabschnitt vor Einbau des Betons



Abb. 23: System aus verzweigten Rinnen zum Transport des Frischbetons vom Schachtfuß in die Schalung



Abb. 24: Händischer Betoneinbau mit Eimern bei der Betonage des 5. Abschnittes

Zur Kontaktinjektion zwischen Beton und Fels wurde eine ähnliche Maßnahme vorgesehen. Hierbei wurden um die gesamte Sperrmauer herum in regelmäßigem Abstand Stahlrohre mit einem Durchmesser von 2,5 Zoll eingebaut (siehe Abbildung 25). Durch diese soll vor dem ersten Einstau Zementleim injiziert werden. Darüber hinaus wurde auf der Wasserseite der Mauer der Übergangsbereich zwischen Fels und Beton mit Spritzbeton zusätzlich abgedichtet.

Im Dezember 2007 konnten die Betonarbeiten am Sperrwerk abgeschlossen werden. Abbildung 26 zeigt den Bereich zwischen Plattform und Firste der fertig gestellten Sperrmauer.



Abb. 25: Blick in den Gründungsbereich der Sperrmauer mit oberstromigem Kofferdamm (rechts), Bewehrung der Mauer (links) und Rohren zur späteren Kontaktinjektion zwischen Beton und Fels



Abb. 26: Fertig gestellte Mauer mit Durchlässen während dem Einbau der Fördermodule (Blick von unterstrom)

7 Ausblick

Seit der Fertigstellung der Sperrmauer werden die ersten Teile der Armaturen und Fördermodule sowie das Steuerungssystem eingebaut. Noch im März 2008 sollen die Kontaktinjektionen durchgeführt werden. Der anschließende Probeeinstau ist für April 2008 geplant.

Die im Rahmen des beschriebenen Projekts gesammelten Erfahrungen sollen zukünftig in das vom Bundesministerium für Bildung und Forschung initiierte Verbundprojekt zum Aufbau eines „Integrierten Wasserressourcen-Managements (IWRM)“ in der vom Höhlenkraftwerk mit Trinkwasser versorgten Region Gunung Kidul auf Java einfließen. Das Projekt sieht u. a. vor, Lösungen zur Wasserverteilung, Wasseraufbereitung und Abwasserentsorgung zu erarbeiten sowie ein weiteres Modell-Höhlenkraftwerk unter Verwendung einer Druckrohrleitung aus Holz zu bauen.

8 Literatur

- [1] Nestmann, F., Oberle, P., Ikhwan, M., Singh, P.: Bau eines Höhlenkraftwerkes zur Trinkwassergewinnung auf Java, Teil 1: Gesamtkonzept zur energetischen Nutzung unterirdischer Wasserressourcen in Karstgebieten. In: Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft, 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2008
- [2] Stüben, D., Neumann, T.: Abschlussbericht zum BMBF-Verbundprojekt: Erschließung und Bewirtschaftung unterirdischer Karstfließgewässer in Mitteljava, Indonesien (Förderkennzeichen 02WT0428), Teilprojekt 2: Wasser/Gestein-Wechselwirkungen in den Karstgebieten von Wonosari: Verwitterungsresistenz der Kalksteine, Wasserwegsamkeiten im Gesteinsverbund und Verbesserung der Wasserqualität. Universität Karlsruhe, September 2006
- [3] Mutschler, T., Berner, Z.: Report on Site Inspection of “Gua Bribin“-Project, 14-23 October 2005. Universität Karlsruhe, Oktober 2005
- [4] Kramlik, P.: Numerische Berechnung und Optimierung einer unterirdischen Sperrmauer. Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, März 2005
- [5] Möller, F.: Bemessung eines unterirdischen Sperrwerks mit integrierter Kleinwasserkraftanlage. Diplomarbeit am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, April 2005
- [6] Mutschler, T., Böhner, E.: Report on Inspection of “Bribin“-Project and “Seropan“-Project, 5-13 June 2007. Universität Karlsruhe, Juli 2007

9 Autoren

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Dipl.-Ing. Martin Fenchel

Dipl.-Ing. Edgar Bohner, MSc

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Universität Karlsruhe (TH)

Gotthard-Franz Str. 3

76131 Karlsruhe

Dipl.-Ing. Thomas Mutschler

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Universität Karlsruhe (TH)

Engler-Bunte Ring 14

76131 Karlsruhe

Programm des Symposiums

13. März 2008, Johann-Gottfried-Tulla-Hörsaal, Universität Karlsruhe (TH)

9.00 Uhr	Anmeldung/Kaffee		Grundlagen
9.30 Uhr	Begrüßung/Grußworte Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann Dekan der Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Universität Karlsruhe (TH) Ulrich Nolting, Geschäftsführer Betonmarketing Süd GmbH, Ostfildern	13.15 Uhr	Beton unter chemischem Angriff im Untergrund Dr.-Ing. Dr. rer. nat. Gunther Herold Universität Karlsruhe (TH)
9.45 Uhr	Einführung Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller Universität Karlsruhe (TH)	13.45 Uhr	Dichtigkeit von Betonbauwerken Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, Ruhr-Universität Bochum
	Projekte	14.15 Uhr	Lebenszyklusmanagement von Betonbauwerken Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller Universität Karlsruhe (TH)
10.00 Uhr	Kombilösung Karlsruhe – Tunnelbau im Herzen der Stadt Dr.-techn. Walter Casazza Karlsruher Schieneninfrastruktur- Gesellschaft mbH, Karlsruhe	14.45 Uhr	Kaffeepause
10.30 Uhr	Kaffeepause		Bauteile und Bauweisen
11.00 Uhr	Von der Stadtautobahn zur Uferpromenade – Städtebau in Saarbrücken Dr.-Ing. Rena Wandel-Hoefer, Baudezernentin, Stadt Saarbrücken	15.15 Uhr	Bohrpfähle aus Beton Dipl.-Ing. Robert Graf Ed. Züblin AG, Stuttgart
11.30 Uhr	Stuttgart 21 – Eine Herausforderung für die Betonbautechnik Dr.-Ing. Jürgen Laukemper, Drees & Sommer, Stuttgart	15.40 Uhr	Wannen aus Beton Dipl.-Phys. Alfred Becker HOCHTIEF Consult Materials, Mörfelden-Walldorf
12.00 Uhr	Mittagspause	16.05 Uhr	Spezialtiefbau Dr.-Ing. Karsten Beckhaus Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen
		16.30 Uhr	Bau eines Höhlenkraftwerks zur Trinkwassergewinnung auf Java Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann Universität Karlsruhe (TH)
		16.55 Uhr	Schlusswort Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller Universität Karlsruhe (TH) Ulrich Nolting Betonmarketing Süd GmbH, Ostfildern Umtrunk / Imbiss



Universität Karlsruhe (TH)

Forschungsuniversität • gegründet 1825



Beton

Sich verändernde gesellschaftliche Bedürfnisse, der demographische Wandel und eine gleichzeitig wachsende Mobilität finden ihren Niederschlag in neuen Herausforderungen für die Baubranche. Dabei muss der steigende Bedarf an Infrastrukturbauwerken in den Bereichen Verkehr und Versorgung mit der Forderung nach einer möglichst hohen Lebensqualität auch in den Ballungsgebieten in Einklang gebracht werden. Als Lösung zeichnet sich eine zunehmende Verlagerung der Infrastruktur in den Untergrund ab.

Bei der Erstellung derartiger Bauwerke wird der Werkstoff Beton eine zentrale Rolle spielen. Im erdberührten Bereich ist dieser einer Vielzahl von schädlichen Einflüssen ausgesetzt. Darüber hinaus müssen die daraus erstellten Bauteile auch ihrer Schutzfunktion, beispielsweise in Form einer hohen Dichtigkeit gegenüber drückendem Wasser oder anderen Stoffen, gerecht werden. Die geforderte hohe Lebensdauer macht gezielte betontechnologische Maßnahmen sowie ein umfassendes Lebenszyklusmanagement unabdingbar. Dieses erstreckt sich über den Werkstoff Beton hinaus auf die gesamte Baukonstruktion.

Das 5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft“ gibt einen Überblick über die Probleme und Möglichkeiten beim Bauen im Untergrund. Dabei werden sowohl die betontechnologischen Grundlagen erläutert als auch die verschiedenen Bauteile und Bauweisen vorgestellt. Diese Techniken werden u. a. Anwendung beim Bau von drei Großprojekten in Karlsruhe, Stuttgart und Saarbrücken finden, die hier ebenfalls vorgestellt werden. Der begleitend erschienene Tagungsband fasst alle schriftlichen Beiträge zu den einzelnen Vorträgen zusammen.