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 Pilotprojekts 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 Bauwerk/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 Zugangsstollen, 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.

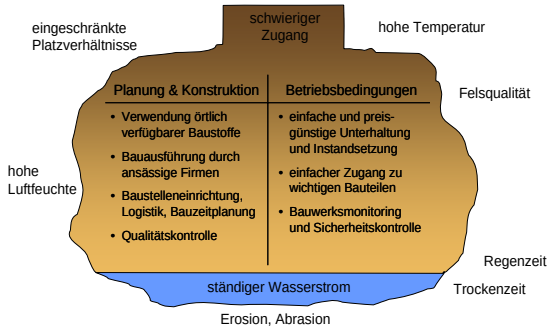
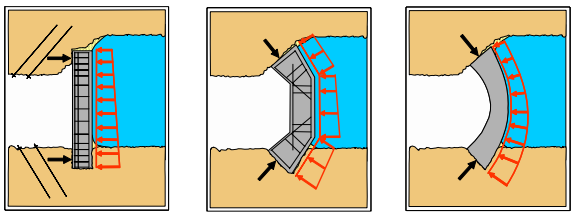


Abb. 1: Schematischer Querschnitt durch die Höhle mit Darstellung der maßgeblichen Randbedingungen

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 Krafteinleitung einer Gewölbemauer mit den Vorteilen einer vergleichsweise einfach herzustellenden Schalung und Bewehrung verbindet.



Parameter \ Vorteile und Nachteile	bewehrte Platte	mehrwinklige Mauer	Gewölbemauer
Krafteinleitung in Fels	-	+	+
Dauerhaftigkeit	-	o	+
Schalung	+	o	- -
Einbau des Betons	o	o	o
Betonmenge	+	-	o
Bewehrungsmenge	- -	o	+
Rissbildungsneigung	o	+	o
Siebline	-	+	+
zusätzliche Abdichtung	o	+	+

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 Rückstaumauer 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 („Rückstaumauer“) umgeben und mit einer Sohlankerung gegen Auftrieb gesichert. Fest mit ihr verbunden ist die Schieberkammer, welche die Absperrregelung der beiden Hochwasserentlastungsrohre aufnimmt.

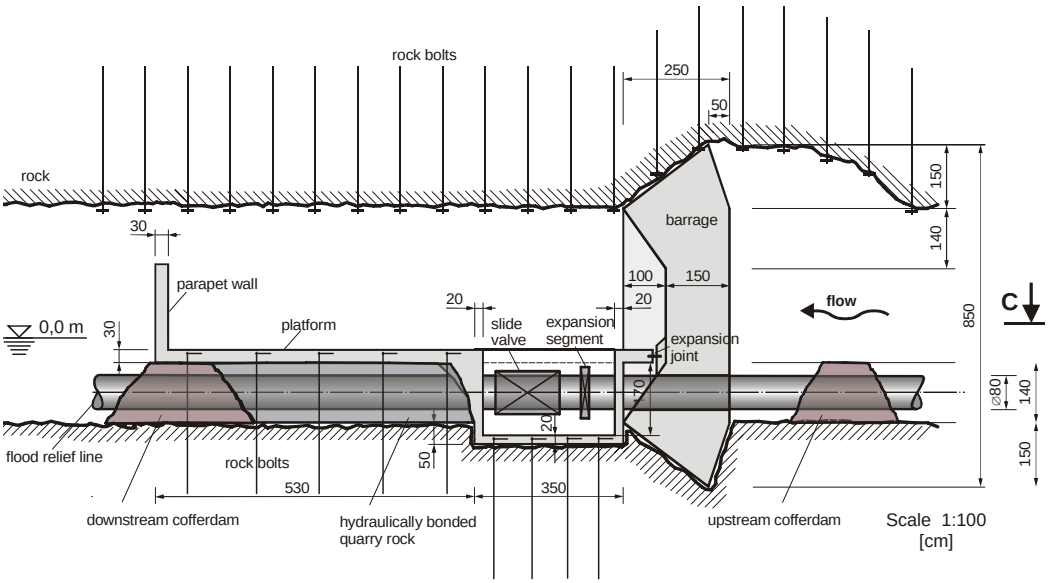


Abb. 3: Skizze der Anlage (Längsschnitt, ohne Anlagentechnik) mit den funktionalen Einheiten Kofferdamm, Hochwasserentlastung, Sperrmauer und Plattform mit Schieberkammer

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.

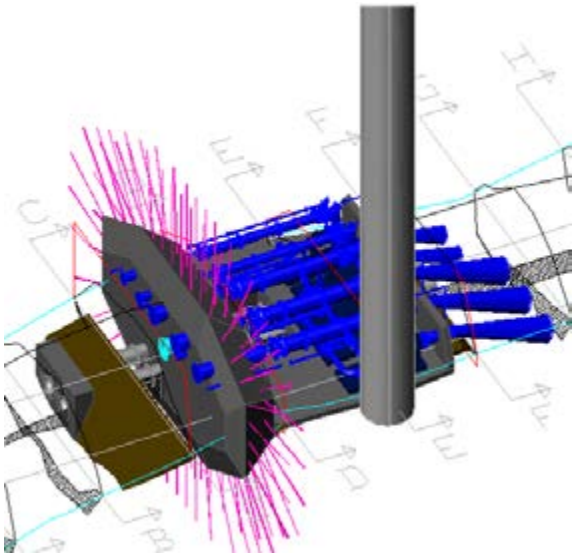


Abb. 4: 3D-Ansicht der Wasserkraftanlage mit Kofferdamm, Sperrmauer mit Felsankern, Plattform mit Anlagentechnik und Zugangsschacht

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 akkubetriebenem 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 Bohrkerne und Handproben mit Porositäten zwischen 5 und 20 Vol.-%, Rohdichten zwischen 2,2 und 2,6 g/cm^3, 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.

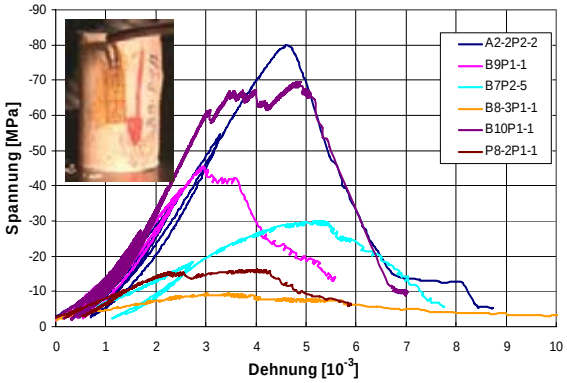


Abb. 6: Spannungs-Dehnungskurven der einachsialen Druckversuche und Beispiel eines Probekörpers mit Dehnmessstreifen

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.

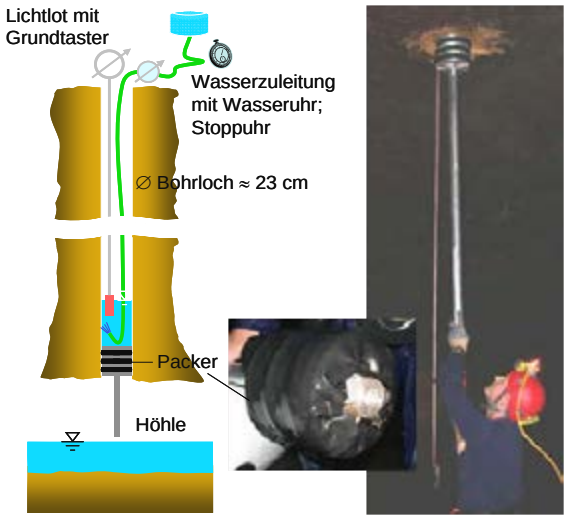


Abb. 7: Versuchsanordnung der Wasserschluckversuche und Einbau des Packers

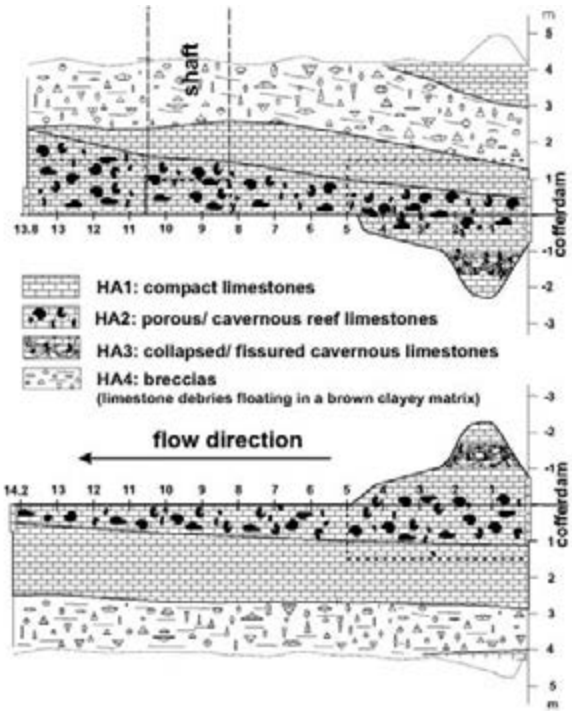


Abb. 8: Ergebnis der Oberflächenkartierung

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 dienten 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 Aufstandbereichs 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 Sperrenkräfte 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 Absperrbauwerks 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 Ø 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.

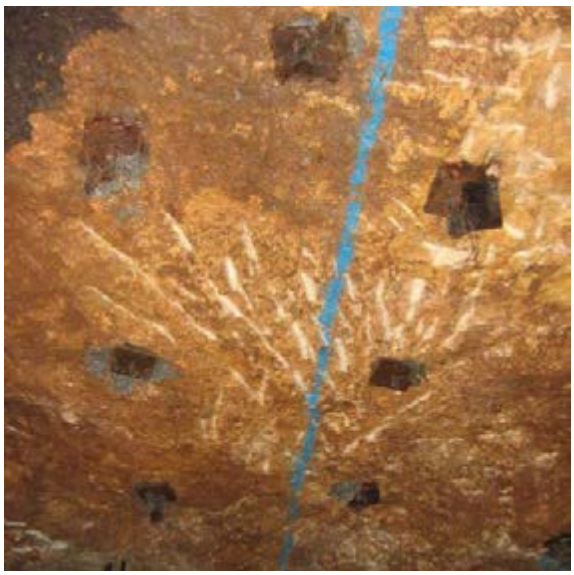


Abb. 10: Felsnägel im Hangenden der Höhle

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.

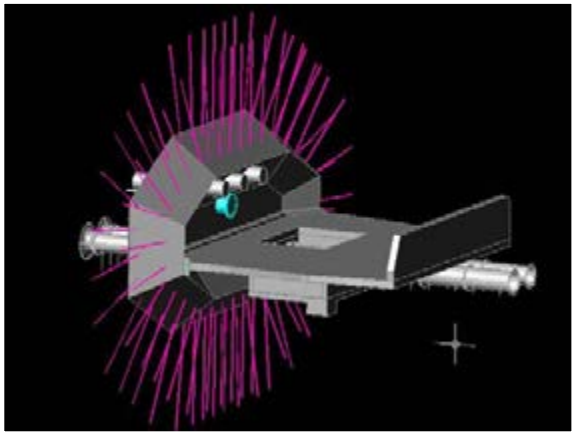


Abb. 11: Sperrmauer mit Felsnägeln, Anlagenplattform mit Schieberkammer und Rückstaumauer sowie Hochwasserentlastung (Fließrichtung von links nach rechts)

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 Rückstaumauer 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 Maßstabseffekte 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.

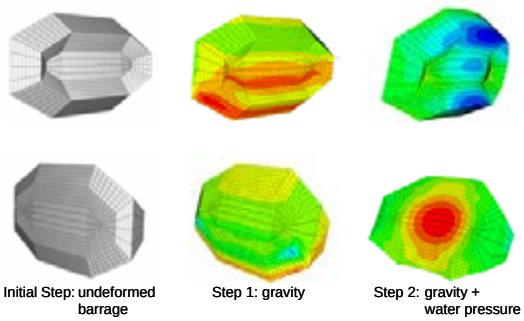


Abb. 12: 1 000-fach überhöhte Verformungsbilder der Sperrmauer im unverformten Zustand (links), unter Eigenlast (Mitte) und bei Volleinstau (rechts)

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 Felssicherung 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 Projektpartner 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 Ø 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).

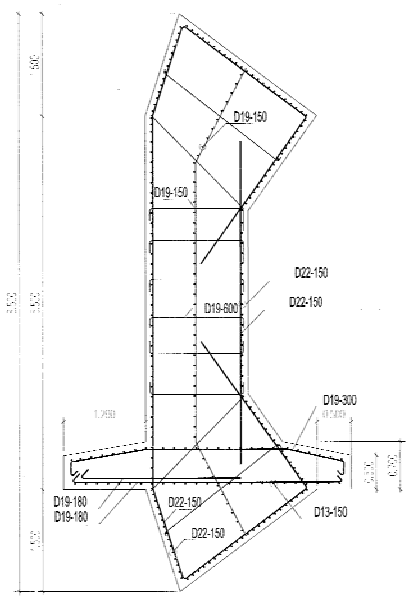


Abb. 13: Bewehrungsplan der Sperrmauer mit „Shoeplate“ (Vertikalschnitt) vor Prüfung und Korrektur durch das IfMB

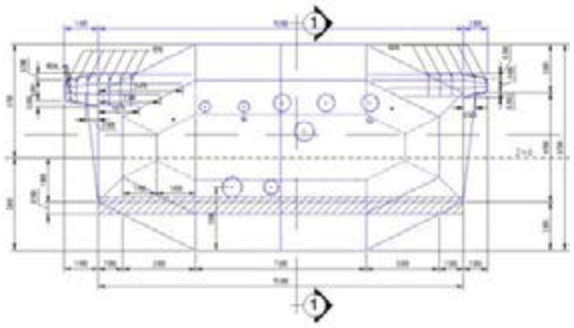


Abb. 14: Ansicht der Sperrmauer mit „Ohren“ (seitliche Keile im oberen Bereich als Ersatz brekziöser Schichten im Fels). Blick in Fließrichtung

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 Ø 13-125 angeordnet. Aus den Pumpenmoduln im Betrieb ergeben sich nur vergleichsweise geringe Auflasten von max. 10,6 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 Ø 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 Mahlfeinheit 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 Kostenersparnis, 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 Durchgangsstraßen 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 Ursprungs 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 massige, 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).

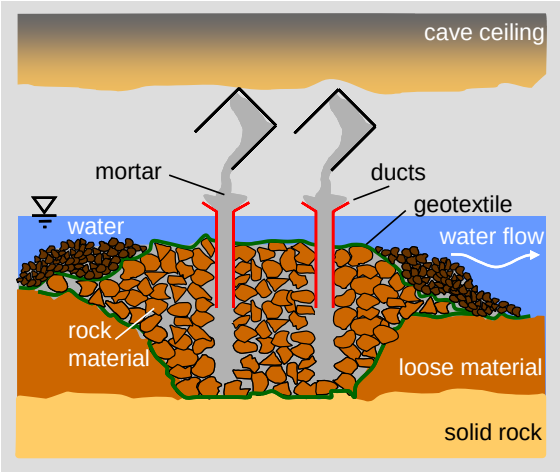


Abb. 17: Schematische Darstellung eines mit Ausgussbeton im fließenden Wasser hergestellten Kofferdamms

Abb. 18: Dammschüttung aus Wasserbausteinen und Kies mit Textillage

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/m³
Wasser	345 kg/m³
Sand 0/2	1045 kg/m³
Fließmittel	< 1,2 M.-% v. Z.
Unterwasser-Compound	1,5 ... 2,0 M.-% v. Z.

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 m^3 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 Rückstaumauer 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/m³
Wasser	205 kg/m³
Sand	880 kg/m³
Gesteinskörnung (Andesit), Größtkorn 20 mm	880 kg/m³
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 Ausschalzeitpunkt 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 Dränagebohrungen 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 Rückstaumauer 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 anhob, 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 Ø 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 Betoneinbaus durch Hochdruckwasserstrahlen zur Herstellung eines besseren Verbundes zum darauf folgenden Betonierabschnitt aufgeraut. Eine zusätzliche Erhöhung der Rauhigkeit 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 Betonabschnitts 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. Betonierabschnitts 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. Abschnitts

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 inizierte 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., Bohner, 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