
Baugruben und Tunnelbau in offener Bauweise

I. Schutzgalerie gegen Naturgefahren an der B 21 – Planung und Ausführung

Mit der 139 m langen Schutzgalerie Saalachsee wurde ein neuartiges Konzept für Schutzgalerien verwirklicht. Während Schutzgalerien häufig als reine Lawinengalerien gebaut werden, wurde die Galerie Saalachsee so konzipiert, dass auch Steinschlag- und Murereignisse bis zu festgelegten Jährlichkeiten beherrscht werden können. Dies dient nicht nur dem Schutz der Verkehrsteilnehmer auf der Bundesstraße 21 (B 21) südlich von Bad Reichenhall, sondern auch dem Schutz des Bauwerks. Damit soll die Verfügbarkeit der wichtigen Verkehrsverbindung deutlich erhöht werden. Die Bauweise der Schutzgalerie erfolgte unter Verwendung von Fertigteilen, was die Verkehrsbeeinträchtigungen während der Bauzeit deutlich reduzierte. Auf betriebstechnische Einrichtungen nach den Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT) [1] konnte aufgrund der besonderen Konzeption der Schutzgalerie weitgehend verzichtet werden.

Protective gallery against natural hazards alongside the federal road B 21 – Design and realization

The Saalachsee avalanche protection gallery near Bad Reichenhall in Bavaria with a length of 139 m is based on an innovative concept, that ensures protection not only against avalanches, as

Autoren: Dipl.-Ing. (FH) M. Sc. Thomas Zumbrunnen, Staatliches Bauamt Traunstein, Abt. Georisiken, Tunnelbau und alpine Sonderbauweisen, Traunstein, Dipl.-Ing. Bernd Gebauer, Ing.-Büro Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH, München, BD Dipl.-Ing. Univ. Bernhard Ettelt, Zentralstelle für Brücken- und Tunnelbau Autobahndirektion Südbayern, München, Ministerialrat Dipl.-Ing. Karl Goj, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern für Bau und Verkehr, München

many similar structures, but also against geological risks like debris flow surges and rockfall events up to calculated annualities. This design enhances not only the safety of the road users, but serves in addition to improve the safety of the structure during such events. Furthermore, the availability of the important traffic connection, the federal road B 21, is increased. In order to shorten the building phase, the construction was mounted in a reinforced concrete building technique using pre-cast concrete segments in order to minimize traffic obstructions. The design of the building was furthermore optimized in order to minimize operational installations without infringement of the relevant standards.

1 Einleitung

Auf der B 21/E 641 (Bild 1) kommt es bedingt durch die Lage an den hohen und steilen Süd- und Osthängen des Ristfeucht- und Rabensteinhorns sowie den Nord-West-Hängen des Lattengebirges mit seinen steil aufragenden Felswänden des Predigtstuhls, des Vogelspitz und des Luegerhorns (Bild 2), aufgrund von Lawinen-, Steinschlag- oder Murereignissen immer wieder zu Unfällen und längeren Sperrungen. Nach mehreren Steinschlagereignissen mit Verletzten und mehreren Sperrungen der Straße wegen Lawinenabgängen und größeren Murereignissen wurde entschieden, ein integrales Schutzkonzept gegen gravitative Naturgefahren für die B 21 mit dem Ziel zu entwickeln, die regionalen und überregionalen verkehrlichen Anforderungen ganzjährig sicherzustellen. Integrales Schutzkonzept bedeutet, dass anders als bei einer reinen Lawinengalerie, Gefahren durch Lawinen aber auch aus Sturz- und Wildbachprozessen innerhalb festgelegter Grenzen durch das Bauwerk abgewendet werden und die Verfügbarkeit der Straße damit deutlich erhöht wird.



Bild 1. Lage der Schutzgalerie an der B 21/E 641

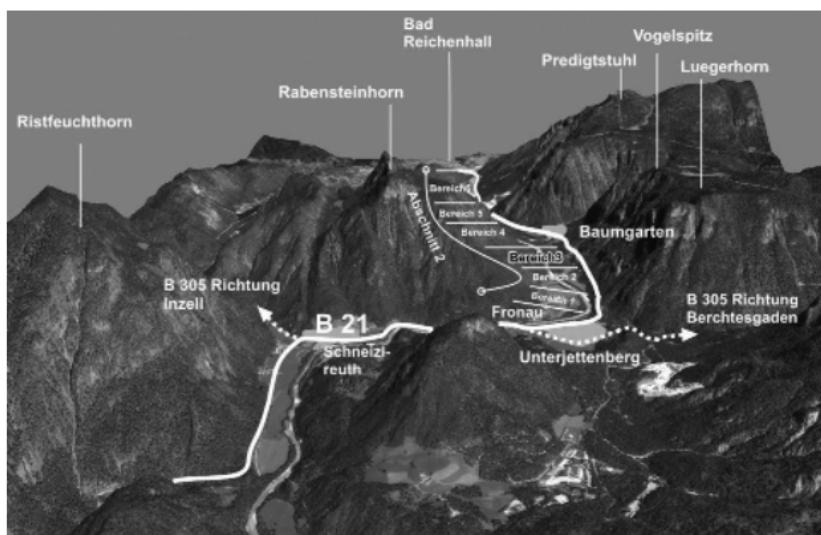


Bild 2. Topografische Darstellung B 21, Kleines Deutsches Eck

Im Hinblick auf die Komplexität und Größe des Gesamtprojekts und um eine zeitnahe Umsetzung zu ermöglichen, war es notwendig, eine Prioritätenreihung innerhalb des Projekts vorzunehmen. Hierfür wurde die Gesamtstrecke in zwei Abschnitte unterteilt. Im Abschnitt zwischen Schneizlreuth und Bad Reichenhall war das vorrangige Planungsziel eine uneingeschränkte Erreichbarkeit der Gemeinde Schneizlreuth von der Kreisstadt Bad Reichenhall aus, u. a. um die Notfallversorgung sicherzustellen und zur Erhöhung der Verfügbarkeit der Straße für den überregionalen, grenzüberschreitenden Verkehr. Innerhalb dieses Abschnitts wurden wiederum sechs Bereiche gebildet, die an die hohen Felswände des Ramsaudolomits und Dachsteinkalks angrenzen. Aufgrund der ungleichen Verwitterung der beiden Gesteinsformationen kommt es hier zu einem gehäuften Vorkommen von Stein- und Blockschlag. Die Ursachen hierfür liegen in langfristiger Materialentfestigung und Verwitterung an Trennflächen. Gefördert werden diese Vorgänge durch Frosteinwirkung, Temperaturausdehnung und Wurzelsprengungen.

2 Maßnahmenabwägung und Ausgestaltung der Schutzbauwerke

Derzeit existiert in Deutschland keine eingeführte Methodik für eine risikobasierte Beurteilung, Prävention oder Bewältigung gravitativer Naturgefahren. Des Weiteren fehlen verbindliche Vorschriften und Richtlinien für die Ausbildung und die Bemessung von Schutzbauwerken gegen diese Gefahren. Aus diesem Grund wurde bei den Planungen der Maßnahme an der B 21 für die auftretenden Prozessarten (Murgang, Lawine, Fels- bzw. Blocksturz) ein Maßnahmenvergleich für verschiedene Jährlichkeiten durchgeführt, in dem die voraussichtlichen Kosten der Maßnahmen dem zu erwartenden Nutzen gegenübergestellt wurden.

Für die Untersuchungen wurde der Streckenabschnitt in sechs Gefahrenbereiche unterteilt. Ausschlaggebend für die Unterteilung war dabei die räumliche Lokalisierung und Abgrenzbarkeit der jeweiligen Prozessarten. Die Auswertung der Untersuchungsergebnisse zeigt, dass die Straße im Bereich 3 (unterhalb

des Vogelspitz) am stärksten durch Naturgefahren betroffen ist (Bild 3). Der Schutz dieses Bereichs wurde somit als vordringlich behandelt. Bei der Abwägung spielten neben der reinen Gefahrenbetrachtung auch das daraus resultierende Schadenspotenzial und somit Faktoren wie die Verkehrsbelastung (DTV), Verkehrsbedeutung, Umleitungsmöglichkeit usw. eine entscheidende Rolle, was einer Risikoanalyse bereits sehr nahekommt.

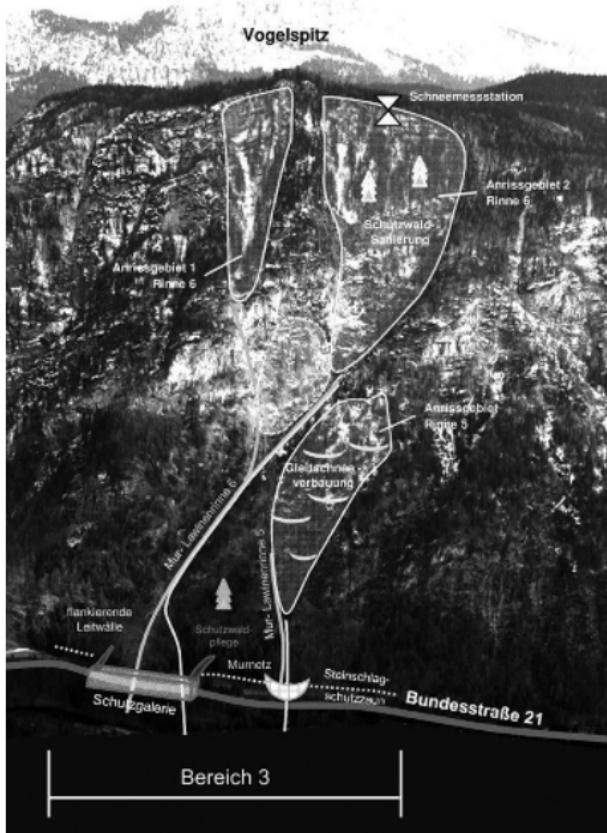


Bild 3. Schematische Darstellung der geplanten Schutzbauwerke im Bereich 3 für das Schutzkonzept mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von $T < 100$ Jahre für Lawinen- und Mureignisse und $T < 50$ Jahre für Steinschlagereignisse [2]

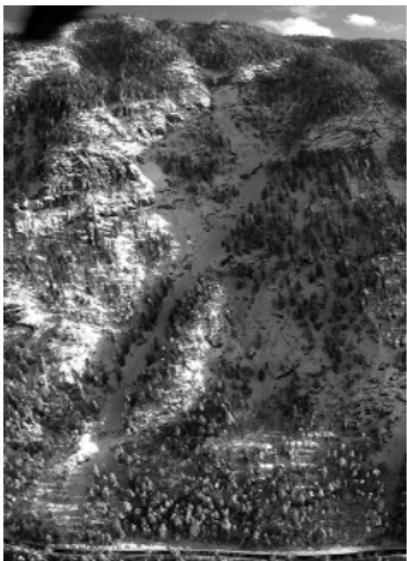


Bild 4. Lawinenrinnen im Bereich 3 des Schutzabschnitts

In dem ca. 320 m langen Bereich 3 überlagern sich in einem vergleichsweise kurzen Abschnitt drei Prozessarten. Im Maßnahmenvergleich stellte sich in einem 139 m langen Kernbereich eine Schutzgalerie mit flankierenden Leitwällen als sicherste und wirtschaftlichste Lösung dar. Die verbleibende, nicht durch die Galerie gesicherte Strecke des Bereichs kann mit Schutzzäunen, Murnetzen und einer Anrissverbauung für eine Nebenrinne gut geschützt werden (Bild 4).

3 Einwirkungen und Lastansätze

Wie für die Beurteilung und Prävention von Naturgefahrenen fehlen in Deutschland auch verbindliche Vorschriften und Richtlinien für die Ermittlung und Bestimmung von Lastansätzen für Schutzbauwerke gegen Steinschläge, Murereignisse und Lawinen. So musste für die Ausgestaltung, Konstruktion und Bemessung der Bauwerke auf österreichische und schweizerische Richtlinien zurückgegriffen werden. Das führte vor allem bei der anschlie-

Benden Berücksichtigung und Einbindung der ermittelten Einwirkungen und Lasten in die statische Berechnung nach den neuen Eurocodes und der konstruktiven Ausbildung des Tragwerks zu vertieften Einzelfallbetrachtungen und einer intensiven Abstimmung mit dem verantwortlichen Prüfingenieur.

Für die Ermittlung der Einwirkungen aus Stein- und Blockschlagereignissen wurden nach einer gutachterlichen Begehung (inkl. Befliegung) der Hang- und Wandbereiche oberhalb der Bundesstraße, Ausbruchsgebiete mit zugehörigen Ausbruchsblockgrößen für zehn- und 50-jährliche Ereignisse festgelegt. Basierend auf diesen Festlegungen wurden 3-D-Steinschlagsimulationen durchgeführt (Bild 5). Mit den gewonnenen Ergebnissen wurde eine Umgriffermittlung und eine erste Abschätzung der auftretenden Energien und Sprunghöhen durchgeführt.

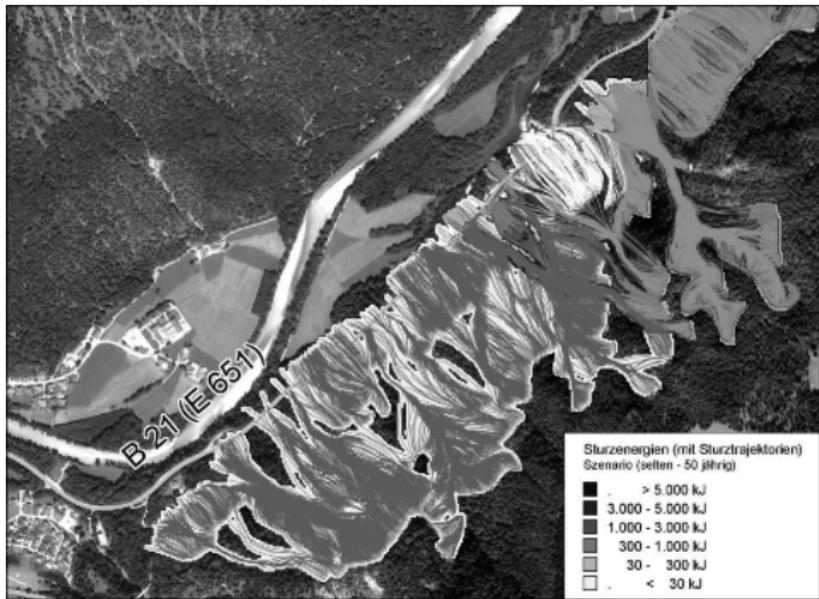


Bild 5. Darstellung der Sturztrajektorien und der Sturzenergien aus der 3-D-Simulation $T \leq 50$ Jahre [3]

Für die Festlegung der Einwirkungen aus Lawinenereignissen wurden bei jedem Lawinenstrich mehrere Szenarios untersucht. Basierend auf einem Schneehöhengutachten [4] und einer gutachterlichen Stellungnahme des bayerischen Landesamts für Umwelt [5] wurden für jeden Lawinenstrich Simulationen mit unterschiedlichen Schneehöhen und Umgriffen der Anrissgebiete sowie mit verschiedenen Lawinenarten (Fließlawine, Staublawine, Nassschneelawine) durchgeführt. Anhand einer relativ detaillierten Aufzeichnung einer Schadlawine aus dem Jahr 2002 konnten in Verbindung mit dem Schneehöhengutachten diese Simulationsergebnisse referenziert und den verschiedenen Szenarios die zugehörigen Auftretenswahrscheinlichkeiten zugeordnet werden. Zur Ermittlung des maßgeblichen Lawinenumgriffs wurden im Anschluss jeweils die Fließhöhenergebnisse der 30- und

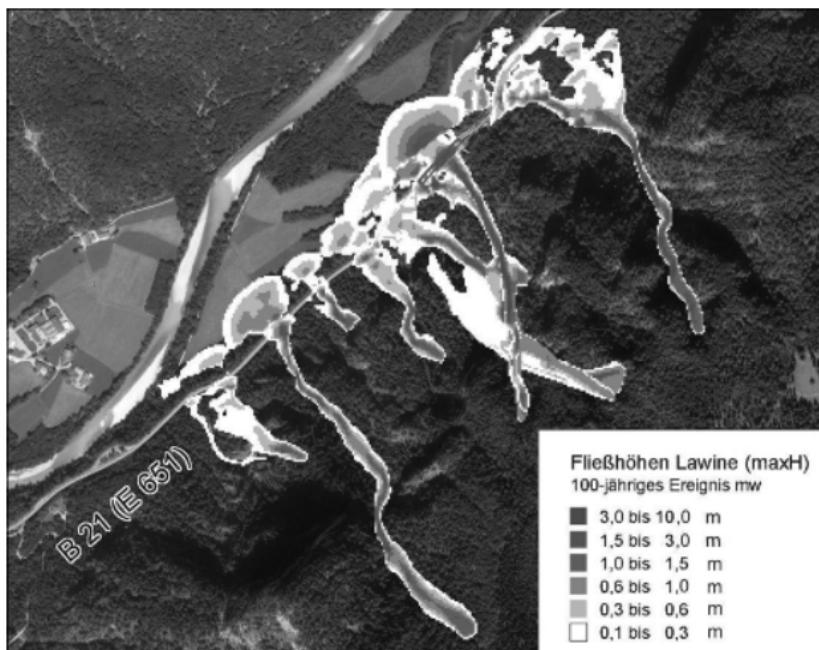


Bild 6. Darstellung der überlagerten Fließhöhenergebnisse aus den Simulationen Lawine ($T \leq 100$ Jahre) [3]

der 100-jährlichen Szenarios überlagert (Bild 6). Zur Ermittlung der Maximallast wurde für die betreffenden Jährlichkeiten eine räumliche Extremwertuntersuchung durchgeführt. Anhand der Ergebnisse wurden im Anschluss über die Festlegungen der ASTRA-Richtlinie 12 007 [6] die Einwirkungen aus der Prozessart Lawine bestimmt.

Noch schwieriger, als bei den Sturz- und Lawinenprozessen, gestaltete sich die Ermittlung der Einwirkungen aus der Prozessart Mure. Dem Staatlichen Bauamt Traunstein war zwar bekannt, dass es im untersuchten Streckenabschnitt an einigen Steilrinnen bereits zu Vermurungen der Straße gekommen war, hierüber existierten jedoch keine Aufzeichnungen mehr. Auch spezielle Niederschlagsaufzeichnungen lagen nicht vor. Aus diesem Grund wurde zu Planungsbeginn versucht, an zwei Rinnen auf der Grundlage der Ermittlung der Einzugsgebiete, den Niederschlagswerte aus dem KOSTRA-Atlas des Deutschen Wetterdienstes und einer allgemeinen Geschiebeabschätzung aus einem gutachterlichen Begehungsprotokoll [3] mittels des Programms RAMMS (debris flow) Mursimulationen durchzuführen. Die hierbei erzielten Ergebnisse mussten jedoch als sehr unsicher eingestuft werden. Eine Jährlichkeitszuweisung der Ergebnisse konnte aufgrund der Unsicherheiten nicht erfolgen.

Erst als es 2010 zwischen Bad Reichenhall und Unterjettenberg zu einem Starkniederschlagsereignis kam, bei dem es gleich an mehreren Wildbächen und Rinnen zu Murgängen mit einer bis dato nicht für möglich gehaltenen Verschüttung der Straße gekommen war (Bild 7), konnten die für eine Simulation erforderlichen Daten erhoben werden.

Die entstandenen Murkegel und Ablagerungsmassen der Ereignisse wurden detailliert aufgenommen und ausgewertet. Zudem wurde ein aktuelles Niederschlagsgutachten [7] unter Einbeziehung österreichischer Messstationen erstellt. Aufgrund dieser neuen Daten konnten im Anschluss für die maßgeblichen Rinnen genaue Simulationen für 30- und 100-jährige Ereignisse durchgeführt werden.



Bild 7. Murereignis im Sommer 2010 zwischen Bad Reichenhall und Unterjettenberg

Diese Simulationen führten letztlich zu einer Umplanung der Geländemodellierung oberhalb der Galerie. So wurden die Gerinneüberleitung und die Gestaltung der seitlichen Ablenkwälle, die über die Galerie führen, überarbeitet.

Im Anschluss wurde der gesamte Galeriebereich (inkl. Gerinne, Wälle usw.) in das bestehende 3-D-Geländemodell eingebunden. Mit diesem aktualisierten Geländemodell wurde die Murgangssimulation im Bereich der Galerie wiederholt (Bild 8) und die Einwirkungen für die Prozessart Murgang festgelegt.

Anhand des neuen Geländemodells wurden zudem Geländeschnitte entlang der ungünstigsten Sturztrajektorien der 3-D-Simulation-Steinschlag (50-jähriges Ereignis) erzeugt. Anhand dieser Schnitte wurden 2-D-Steinschlagsimulationen durchgeführt. Mit den hierdurch gewonnenen Daten konnten abschließend über die Regelungen der ASTRA-Richtlinie 12 006 [8] die Ersatzkräfte und somit die Einwirkungen für die Prozessart Steinschlag ermittelt werden.

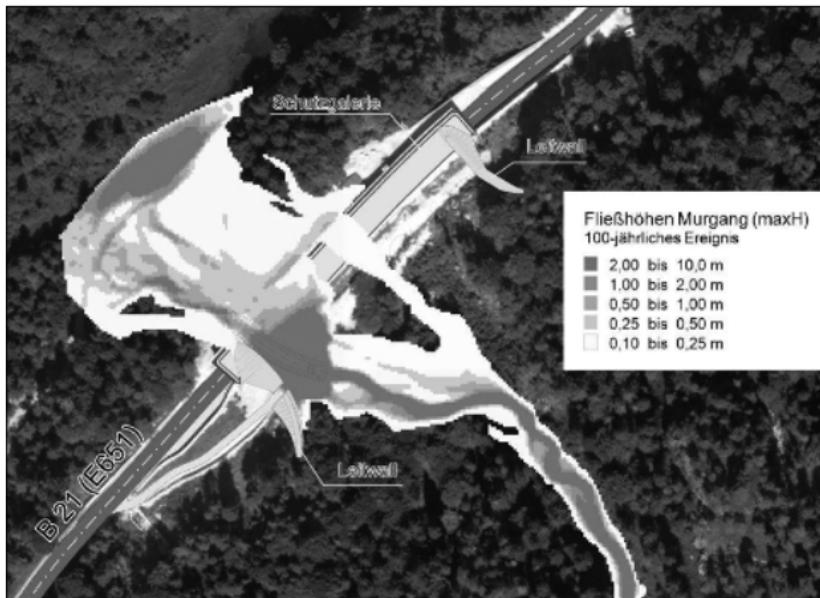


Bild 8. Darstellung der Fließhöhenergebnisse aus den Simulationen Murgang nach der Geländemodellierung [3]

Nach diesen Untersuchungen standen für die drei auftretenden Prozessarten Murgang, Lawine und Stein- bzw. Blockschlag die ausschlaggebenden Einzeleinwirkungen mit den zugehörigen Lastannahmen fest. Im Anschluss mussten jedoch noch Festlegungen für die Lastfallkombinationen getroffen werden. Zur Festlegung der anzusetzenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte wurde für die spätere Berechnung und Bemessung des Schutzbauwerks nach den Eurocodes [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16] in Abstimmung mit dem Prüfingenieur ein umfassendes Lastbild erstellt. In einem zugehörigen Einwirkungsbericht wurden die aus dem Lastbild entstandenen Festlegungen zu den Lastfallkombinationen sowie zu den Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten abschließend fixiert und im Folgenden als Grundlage für alle weiteren Berechnungen und Bemessungen der Schutzgalerie verwendet.

4 Planung der Überschüttung und der Dämpfungsschicht

Die Planung der Höhe, der Neigung und der Gefällebruchkanten der Überschüttung erfolgte gemäß den Angaben der Richtlinie ASTRA 12 007 [6]. Ziel war es, die Umlenkstrecke der Lawinen und die damit verbundene vertikale Umlenkkraft möglichst weit bergseitig der Galerie zu verlegen und dadurch die Kräfte auf das Bauwerk gering zu halten.

Der Verlauf der Oberkante der Überschüttung ergab sich durch die Verschneidung des ideellen Geländeverlaufs mit den örtlichen Geländeprofilen. Diese Geometrie wurde danach durch iterative Simulationen und Berechnungen weiter optimiert.

Die Dicke der Dämpfungsschicht wurde unter Berücksichtigung baupraktischer Aspekte so gewählt, dass die Überschüttung mit der geplanten Schichtenfolge Schutzschicht auf Bauwerk/Dämpfungsschicht/Deckschicht mit der geplanten Geometrie hergestellt werden kann.

Als Material der Dämpfungsschicht wurde der im Zuge der Baumaßnahme abgebaute Hangschutt als lockere Schüttung eingebaut. Die Eignung dieses Materials wurde bodenmechanisch untersucht und durch Simulationsberechnungen bestätigt.

5 Auswahl der Tragkonstruktion

Im Zuge der Entwurfsplanung wurden für die Galerie eine reine Ortbetonkonstruktion und eine Fertigteilkonstruktion mit Ortbetonergänzungen untersucht. Die Ortbetonvariante bestand aus 14 jeweils 10 m langen Blöcken, die Fertigteilvariante aus 13 Blöcken mit einer Länge von 10 bis 12,5 m. Bei beiden Varianten war für die Fundamente, die bergseitige Wand der Galerie, die Brüstungsmauer und die Stützen Ortbeton vorgesehen. Im Gegensatz zur reinen Ortbetonvariante mit ihren zwei $1,0 \times 0,6$ m starken Stützen pro Galerieblock, musste für die Variante mit Fertigteilen die Stützenzahl auf vier Stützen ($0,5 \times 0,7$ m) pro Block erhöht werden (Bild 9 und 10). Nur so konnte eine Fertigteilkonstruktion



Bild 9. Ansicht Ortbetonvariante der Schutzgalerie; Stützenabstand 5,0 m, Stützengröße 1,0 × 0,6 [2]



Bild 10. Ansicht Fertigteilvariante der Schutzgalerie; Stützenabstand 2,5 m, Stützengröße 0,5 × 0,7 [2]

konzipiert werden, deren Fertigteile noch mit den üblicherweise verwendeten Geräten transportiert und wirtschaftlich eingebaut werden können.

Hauptkriterium der Entscheidung für eine Konstruktionsart sollte neben den Zwängen aus dem Bauablauf (weitgehender Verzicht auf Vollsperrungen der B 21) und den Herstellungskosten auch die Gesamtsicherheit des Tragwerks sein. Hier spielten vor allem die Tragreserven und die Umlagerungsfähigkeit des Gesamtsystems eine entscheidende Rolle. Um hier einen objektiven Vergleich der beiden Tragwerksvarianten zu erhalten, wurden folgende Vorgaben für die Untersuchung gemacht:

- Die getroffenen Lastansätze (Bemessungssereignisse) sind identisch.
- Konstruktive und geometrische Randbedingungen (z. B. Überschüttungen, inkl. Neigungswinkel der Überschüttungen usw.) werden gleich angesetzt.
- Das Gesamtsystem soll eine mindestens 30 %ige Tragreserve für den maßgebenden Lastfall enthalten.

Verzichtet wurde jedoch auf den Ansatz des sehr seltenen Ereignisses eines vollständigen Stützenausfalls, der insbesondere bei der Fertigteillösung problematisch ist.

Um den dreidimensionalen Lastabtrag aus den hohen und sehr konzentriert auftretenden Lasten wie Blockschlag oder Fahrzeuganprall genau untersuchen zu können, wurde für jede Variante ein Galerieblock als 3-D-Flächentragwerk (Faltwerksmodell) modelliert (Bild 11 und 12) und gemäß den geltenden Regeln der Eurocodes bemessen.

Das für die Fertigteilvariante erstellte Berechnungsmodell ermöglichte die Untersuchung aller Bauzustände der Galeriekonstruktion. Bei der Modellierung wurde insbesondere Wert auf die wirklichkeitstreue Abbildung der Änderung des Lastabtrags

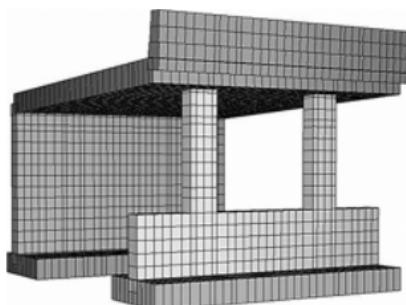


Bild 11. 3-D-Berechnungsmodell
Ortbetonvariante der Schutz-
galerie [17]

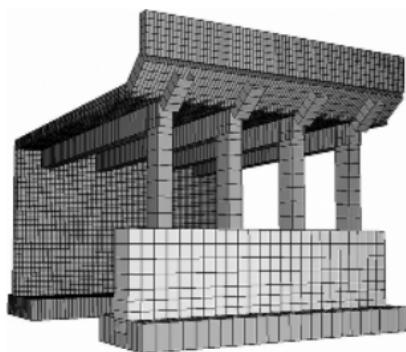


Bild 12. 3-D-Berechnungsmodell
Fertigteilvariante der Schutz-
galerie [18]

und der Lagerungsbedingungen der einzelnen Fertigteilelemente in den verschiedenen Bau- und Betonierzuständen und die realitätsnahe Modellierung des Zusammenwirkens der Fertigteil- und Ortbetonbauteile im Endzustand gelegt.

6 Betriebstechnische Ausstattung

Neben der Tragkonstruktion mit den geforderten Sicherheiten und den sehr beschränkt zur Verfügung stehenden Zeiten für Vollsperrungen wurden auch bei der betriebstechnischen Ausstattung neue Wege beschritten. Durch die abgelegene Lage des Bauwerks wären für die Erstellung einer Stromversorgung hohe Kosten angefallen. Auch wenn sich das bei diesem Bauwerk in einem noch vertretbaren Rahmen bewegt hätte, wurde bewusst so geplant, dass das Bauwerk trotz vollständigen Verzichts auf elektrische Anlagen den Vorgaben der RABT 2006 [1] entspricht. Diese Vorgabe war insbesondere auch im Hinblick auf weitere Galerien getroffen worden, bei denen die Stromversorgung dann tatsächlich von entscheidender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit sein wird. Die größte Herausforderung stellte dabei die Einhaltung der in der RABT 2006 geforderten Leuchtdichtewerte im Bauwerk dar. Um auf eine zusätzliche Beleuchtung verzichten zu können, mussten die Stützen auf ein Maximum verschlankt werden, um eine möglichst geringe Verschattung im Bauwerk sicherzustellen. Aus diesem Grund waren die Bauteilabmessungen so weit zu reduzieren, dass die erforderlichen Werte der Leuchtdichte noch eingehalten sind und die hohen Kräfte aus den Naturgefahrenlastfällen trotzdem noch aufgenommen werden können. Dies führte während der Planung zu einem in dieser Form unüblichen Iterationsprozess zwischen den einzelnen Bauteilabmessungen, den Stützenabständen und den Bauteilhöhen, wobei die Ergebnisse der Vorstatik auf ihre lichttechnische Brauchbarkeit hin überprüft werden mussten. Im Ergebnis konnte nachgewiesen werden, dass bis auf wenige Stunden im Jahr die natürliche Beleuchtung der Galerie ausreichend ist. Auch auf weitere betriebstechnische Ausrüstung wurde weitgehend verzichtet. Damit wurde hier im Wesentlichen ein Standard an-

gewandt, der in den anderen Alpenländern häufig anzutreffen ist, wobei jedoch im Einzelnen eine Abwägung nach RABT 2006 vorgenommen wurde. Die Galerie wurde so konstruiert, dass bei einem Brand ein schneller Abzug der Rauchgase gewährleistet ist. Aufgrund der Schlitzrinnen in der Galerie wurde die Durchfahrt mit Fahrrädern verboten. Der Radverkehr, der auf dieser Straße ohnehin problematisch ist, wird auf einen parallelen Weg unterhalb der Galerie am Saalachsee geführt. Ein Rückhaltebecken für Schadflüssigkeiten, allerdings mit reduziertem Volumen, ist vorhanden. Es muss von Zeit zu Zeit inspiziert werden, da auch hier keine automatische Meldung möglich ist. Die Entleerung des Beckens wurde mit einer Vakuum-Pumpe realisiert.

7 Entscheidung für die Fertigteilvariante

Nach Abwägung aller Vor- und Nachteile der beiden untersuchten Konstruktionen, fiel die Entscheidung, vor allem aufgrund der deutlich geringeren Sperrzeiten (6 statt 18 Wochen bei der Ort betonlösung) bei annähernd gleichen Kosten, auf die Ausführung als Fertigteilvariante.

Die gewählte Konstruktion der Schutzgalerie besteht somit aus 13 Blöcken mit Blocklängen von 10 bzw. 12,5 m (s. Bild 10). Die talseitige Wand wurde mit Fertigteilstützen, die bergseitige Rückwand und die Streifenfundamente in Ort beton ausgeführt (s. Bild 12). Die Deckenträger bestehen aus Stahlbetonfertig teilen. Sie sind im Bauzustand beidseitig gelenkig gelagert. Auf den Fertigteilträgern wurden 10 cm dicke Elementdeckenplatten verlegt, die dann im Verbund mit dem Ort beton der Decke eine insgesamt 44 cm starke Stahlbetondecke der Galerie ergeben. Durch die Verbindung der Ort betondecke mit den Fertigteilträgern und die biegesteife Verbindung mit der bergseitigen Rückwand entsteht eine sehr steife, rahmenartige Konstruktion, was der Bemessung auf die hohen Lasten aus Sturzereignissen sehr entgegenkommt.

7.1 Statisches System der Fertigteilvariante

Für die Bemessung der Konstruktion wurde ein dreidimensionales Berechnungsmodell verwendet (Bild 12). Dabei wurden die Galerierückwandwand, die talseitige Wand und die Fundamente als Flächenelemente modelliert. Die Stützen und die Deckenträger wurden mit Stabelementen abgebildet. Die Elementplatten der Decke und die später betonierte Ortbetondecke gingen als Volumenelemente in die Berechnung ein. Zur Abbildung der Bettung der Fundamente wurden elastische Federn, die nur Druckkräfte und keine Zugkräfte übertragen können, verwendet.

Bei diesem Berechnungsmodell konnten die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund mittels einer iterativen FEM-Berechnung ausreichend erfasst werden. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte unter Verwendung der Theorie I. Ordnung.

Alle Bauteile sind im Endzustand biegesteif miteinander verbunden. Lediglich das Auflager der Balken am Stützenkopf konnte wegen der Ortbetonstützen und der Fertigteilträger nur gelenkig ausgebildet werden.

Im Bauzustand, bis nach dem Betonieren der Decke, lagerten die Fertigteilträger der Decke auch auf der Galerierückwand gelenkig auf. Erst durch die Ortbetonergänzung der Decke wird eine biegesteife Verbindung zwischen Decke und Galerierückwand geschaffen.

Allen Untersuchungen wurde eine Blocklänge von 10 m zugrunde gelegt, weil hierbei Lastumlagerungen und Einwirkungen ungünstiger sind als bei 12,5 m langen Blöcken. Die Ergebnisse aus dem berechneten 10-m-Block konnten damit allen 13 Blöcken der Schutzgalerie zugrunde gelegt werden.

7.2 Einwirkungen auf das Bauwerk

Neben den für alle in offener Bauweise erstellten Konstruktionen anzusetzenden Einwirkungen aus Eigengewicht, Gewicht der Überschüttung und Temperatur, waren bei der Bemessung

der Schutzgalerie spezielle Lasten aus den Sturzprozessen d. h. Lawinen, Muren, Steinschlag und Lasten aus dem Anprall von Fahrzeugen zu berücksichtigen.

Schnee- und Lawineneinwirkung

Bei der Bemessung der Schutzgalerie wurden folgende Belastungsfälle durch Schnee- und Lawineneinwirkungen (jeweils ca. 100-jährige Ereignisse) untersucht:

- Fall 1: Fließlawine auf schneefreiem Galeriedach,
- Fall 2: Fließlawine auf schneebedecktem Galeriedach,
- Fall 3: Fließlawine auf abgelagertem Lawinenschnee,
- Fall 4: Lawinenablagerung ruhend,
- Fall 5: Statischer Schneedruck auf talseitiger Galeriefront.

Für die natürlich abgelagerte Schneedecke wurde eine Raumlast von $g_S = 4,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt [19]. Die Ermittlung der Lastkomponenten für die Galeriedecke bei einem extremen Ereignis (~300 Jahre) mit einer Schneetiefe von $d_{s,e} = 2,0 \text{ m}$ erfolgte hierbei nach Gl. (1) und (2):

$$\text{Vertikal: } q_{S,v} = g_S \cdot d_{s,e} \cdot \cos \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (1)$$

$$\text{Horizontal: } q_{S,h} = g_S \cdot d_{s,e} \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2)$$

mit α Neigung der GOK auf der Galerie $\approx 16^\circ$.

Für abgelagerten Lawinenschnee wurde eine Raumlast von $\gamma_A = 5,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt [19]. Die Ermittlung der Lastkomponenten auf die Galeriedecke bei einem extremen Ereignis mit auftretenden Schneehöhe von bergseitig $h_b = 4,5 \text{ m}$ und talseitig $h_t = 2,5 \text{ m}$ erfolgte nach Gl. (3) und (4):

$$\text{Vertikal: } q_{A,v} = \gamma_A \cdot (h_t + h_b)/2 \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3)$$

$$\text{Horizontal: } q_{A,h} = \gamma_A \cdot (h_t + h_b)/2 \cdot \cos \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4)$$

mit α Neigung der GOK auf der Galerie $\approx 16^\circ$.

Für Fließlawinen wurde eine Raumlast von $g_L = 3,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt [19]. Ausgehend von einem Mehrfachereignis als extremem

Ereignis wurde ein Fließhöhe von $d_L = 1,6 \text{ m}$ vorgegeben. Die Ermittlung der Lastkomponenten für die Galeriedecke erfolgte mit Gl. (5) und (6):

$$\text{Vertikal: } q_{L,v} = d_L \cdot g_L \cdot \cos \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5)$$

$$\text{Horizontal: } q_{L,h} = d_L \cdot g_L \cdot \sin \alpha \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6)$$

mit α Neigung der GOK auf der Galerie $\approx 16^\circ$.

Des Weiteren wurde zur Berücksichtigung eines Schneerückstaus auf der Galeriefront ein statischer Schneedruck auf die talseitige Wand von $34,0 \text{ kN/m}$ (100-jähriges Ereignis) angesetzt [19].

Einwirkungen aus Wildbachprozessen (Murgang)

Gemäß der Belastungsermittlung Schutzgalerie Murgangsprozesse [20] ergibt sich die maßgebende Murlast mit einer vertikalen Auflast von 41 kN/m^2 und einer horizontalen Last von 9 kN/m^2 . Auf der sicheren Seite liegend wurde für die Murlasten keine bereichsweise Abminderung der Lasten vorgenommen und für alle Blöcke die max. Last in Ansatz gebracht.

Einwirkung aus Stein- bzw. Blockschlag

Gemäß der Belastungsermittlung Schutzgalerie Sturzprozesse [21] entsteht die größte Steinschlagbelastung östlich der Runse im Bereich der höheren Überschüttung der Galerie. Der Ermittlung der Ersatzlasten für den maßgebenden Bereich lagen folgende Parameter zugrunde:

- Masse des Sturzblocks: 8.525 kg (50-jähriges Ereignis),
- max. Geschwindigkeit: $34,4 \text{ m/s}$; Mittelwert der Geschwindigkeit: ca. 25 m/s ,
- max. Energie: 5.500 kJ ; Mittelwert der Energie: ca. 2.700 kJ ,
- max. Aufprallneigung: 44° ; Mittelwert der Neigung: ca. 25° .

Für die Bemessung der Schutzgalerie wurde auf der sicheren Seite liegend keine bereichsweise Abminderung der Steinschlagslasten vorgenommen und für alle Blöcke der Galerie die max. Last angesetzt.

Zur Berücksichtigung der max. Stützenbelastung wurden die Lasten für einen Steinschlag unmittelbar über der Stütze ermittelt. Im Bereich der Stützen beträgt die Höhe der Überschüttung des Galeriebauwerks 1,5 m. Daraus ergibt sich für die Bemessung der Galerie bei einem Einschlag eines Steins mit einer Masse von 8,525 t und einer Geschwindigkeit von 25 m/s eine Ersatzflächenlast von 1.200 kN/m^2 auf eine Fläche von $2,25 \times 2,25 \text{ m}$.

Zur Berücksichtigung der max. Deckenbelastung wurden die Lasten für einen Steinschlag in Feldmitte zwischen Rückwand und Stützen ermittelt. Im Bereich der Stützen beträgt die Höhe der Überschüttung des Galeriebauwerks ca. 3,1 m. Daraus ergibt sich für die Bemessung der Galerie bei einem Einschlag eines Steins mit einer Masse von 8,525 t und einer Geschwindigkeit von 25 m/s eine Ersatzflächenlast von 346 kN/m^2 auf eine Fläche von $3,5 \times 3,5 \text{ m}$.

Alle Steinschlaglasten wurden bei der Bemessung als außergewöhnliche Einwirkungen betrachtet.

Untersuchte Laststellungen

Neben der Größe der abzutragenden Last spielten bei der Bemessung der Galerie gegen Steinschlaglasten die Laststellungen auf dem Galeriedach (Bild 13) eine zentrale Bedeutung:

- Laststellung 1: Last über Stütze am Blockrand, Bereich Attika,
- Laststellung 2: Last auf auskragenden Bereich der Decke an der Blockfuge, Bereich Attika,
- Laststellung 3: Last zwischen Stütze am Blockrand und Stütze in Blockmitte, Bereich Attika,
- Laststellung 4: Last über Stütze in Blockmitte, Bereich Attika,
- Laststellung 5: Last zwischen zwei Stützen in Blockmitte, Bereich Attika,
- Laststellung 6: Last über Balken am Blockrand, Bereich Deckenmitte,
- Laststellung 7: Last auf auskragenden Deckenbereich an der Blockfuge, Bereich Deckenmitte,
- Laststellung 8: Last über Balken in Blockmitte, Bereich Deckenmitte.

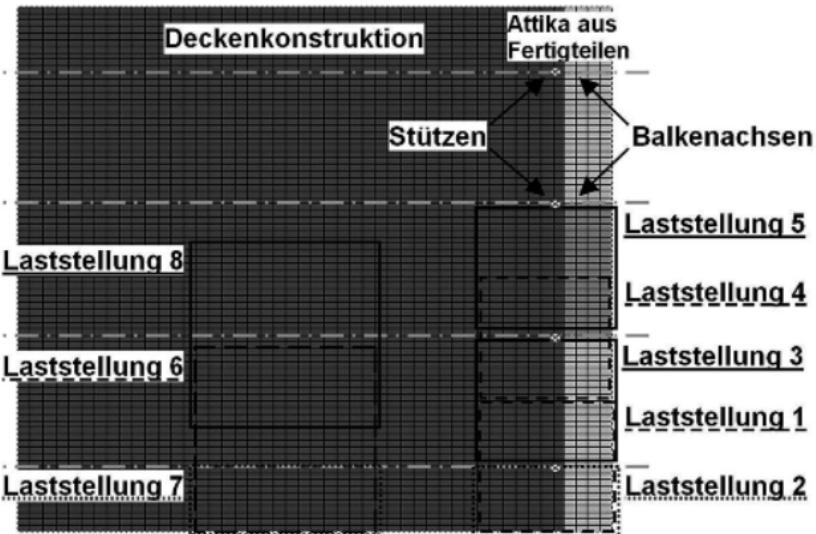


Bild 13. Laststellungen Steinschlag

Anpralllasten

Bei der Bemessung der Galerie wurden die Anpralllasten aus dem Verkehr berücksichtigt. Sie wurden gemäß DIN EN 1991-1-7 [10] ermittelt, wobei zwei Arten von Anprall mit einmal sechs und einmal zwölf verschiedenen Laststellungen untersucht wurden:

Anprall auf Stützkonstruktionen:

- Laststellung SW1: Anprall auf talseitige Wand unter der Stütze am Blockrand,
- Laststellung SW2: Anprall auf talseitige Wand unter der Stütze in Blockmitte,
- Laststellung SW3: Anprall auf talseitige Wand zwischen zwei Stützen,
- Laststellung SW4: Anprall auf talseitige Wand an der Blockfuge,
- Laststellung RW1: Anprall auf Rückwand an der Blockfuge,
- Laststellung RW2: Anprall auf Rückwand zwischen zwei Balken.

Anprall auf Überbau:

- Laststellung D1: Anprall auf Decke, Fahrstreifen 1, Rand,
- Laststellung D2: Anprall auf Decke, Fahrstreifen 1, Mitte,
- Laststellung D3: Anprall auf Decke, Fahrstreifen 2, Rand,
- Laststellung D4: Anprall auf Decke, Fahrstreifen 2, Mitte,
- Laststellung B1: Anprall auf Randbalken, Fahrstreifen 1, Rand,
- Laststellung B2: Anprall auf Randbalken, Fahrstreifen 1, Mitte,
- Laststellung B3: Anprall auf Mittelbalken, Fahrstreifen 1, Rand,
- Laststellung B4: Anprall auf Mittelbalken, Fahrstreifen 1, Mitte,
- Laststellung B5: Anprall auf Mittelbalken, Fahrstreifen 2, Rand,
- Laststellung B6: Anprall auf Mittelbalken, Fahrstreifen 2, Mitte,
- Laststellung B7: Anprall auf Randbalken, Fahrstreifen 2, Rand,
- Laststellung B8: Anprall auf Randbalken, Fahrstreifen 2, Mitte.

Die Anpralllasten wurden als außergewöhnliche Einwirkungen in Ansatz gebracht.

Setzungsdifferenzen

Nachdem in der Lawinengalerie als Rahmenbauwerk hohe Beanspruchungen durch Zwangsbeanspruchungen wie Setzungunterschiede der Stützen auftreten, wurde für die Bemessung der Konstruktion eine zusätzliche Setzung von 1,0 cm des talseitigen Fundaments (Auflagerverschiebung) angesetzt.

Torsionsbelastung der Fertigteilbalken

Um die Fälle der maximalen Torsionsbelastung der Fertigteilbalken im Bauzustand abzudecken, wurden folgende drei Lastfälle untersucht:

- einseitig aufgelegte Fertigteilplatten,
- einseitig aufgelegte Attikaelemente,
- Betonieren der Decke nur auf einer Seite des Balkens.

7.3 Detailnachweise

Detailnachweise für die Fertigteile

Durch die Planung von Fertigteilbauteilen waren zusätzliche Detailnachweise erforderlich, um die verschiedenen Belastungs- und Auflagerungssituationen der Fertigteile in den Bauzuständen und im Endzustand zu berücksichtigen:

- Bemessung der Transportbewehrung und der Transportanker,
- Nachweis der Verbundfugen im Endzustand gemäß DIN EN 1992-1-1 [12] und DIN EN 1992-2 [13],
- Nachweise der Lagesicherheit in den Bauzuständen,
- Knicknachweise der Stützen gemäß DIN EN 1992-1-1 [12].

Detailnachweis der Balken- und Stützenauflagern

Besonders kritische Punkte der Konstruktion sind die Auflager der hoch belasteten Fertigteilbalken auf der Galerierückwand und auf den talseitigen Stützen.

Aus diesem Grund wurde an der Galerierückwand zusätzlich die Tragfähigkeit des Verpressmörtels zur Lagesicherung der Fertigteilbalken im Endzustand nachgewiesen sowie ein Durchstanznachweis für die horizontalen Lasten der Fertigteilbalken an deren Stirnflächen in der Galerierückwand geführt.

Zudem wurden für das Auflager an den Stützenköpfen (Schubknagge) folgende Detailnachweise erforderlich:

- Bemessung der Stützenköpfe auf Querzug gemäß DIN EN 1992-1-1 [12],
- Nachweis der Schubknaggen S355 und des Verpressmörtels,
- Bemessung der Schweißnähte ($a = 5 \text{ mm}$),
- Bemessung der Betonstahl-Schubanker für die Verankerung der Schubknaggen.

7.4 Berechnungs- und Bemessungsergebnisse

In Bild 14 und 15 sind exemplarisch die Verformungen eines Blocks der Schutzbretter infolge Steinschlag und Murgang mit 50-facher Überhöhung dargestellt.

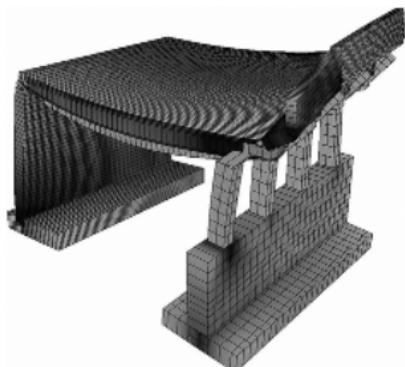


Bild 14. Verformung infolge
Steinschlag über der Randstütze

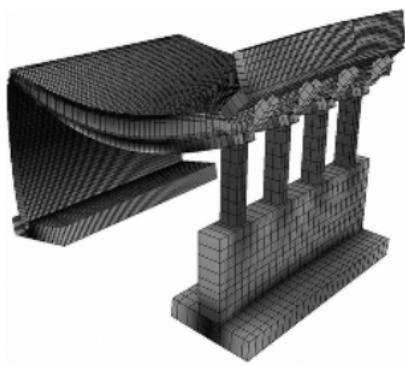


Bild 15. Verformung infolge
Murgangs

Aufgrund der konstruktiven Ausbildung und des sich aus den lichttechnischen Anforderungen ergebenden Stützenabstands von min. 2,50 m mit einem Stützenquerschnitt von max. 50 × 70 cm sowie unter Berücksichtigung noch realisierbarer Bewehrungsgehalte, insbesondere der hoch belasteten Ortbetonstützen und Fertigteilträger, war die Verwendung von hochfestem Beton der

Festigkeitsklasse C60/75 (Überwachungsklasse 3) für diese Bauteile erforderlich.

Dabei stellten vor allem die Verbindungselemente zwischen diesen Bauteilen eine besondere Herausforderung an die Planung dar. Dies führte in der Ausführung zu schwierigen Querschnitten und Verbindungskonstruktionen dieser Bauteile, die an drei Beispielen gut aufgezeigt werden können:

Ortbetonstützen/Schubknaggen am Stützenkopf

Die Bemessung der 50 cm breiten und 70 cm tiefen Ortbetonstützen ergab eine erforderliche Längsbewehrung von insgesamt 14 Stück Stabstahl mit Ø 25 mm. Für die Aufnahme des durch die Einleitung hoher Druckkräfte entstehenden Querzugs mussten im Bereich der Stützenköpfe sieben Stück Bügel vom Ø 12 mm angeordnet werden.

Auf diesen hoch bewehrten Querschnitt musste aufgrund der Kombination Ortbetonstütze und Fertigteilträger als Auflagerkonstruktion am Stützenkopf zudem eine Stahlkonstruktion (Schubknagge) vorgesehen werden (Bild 16).

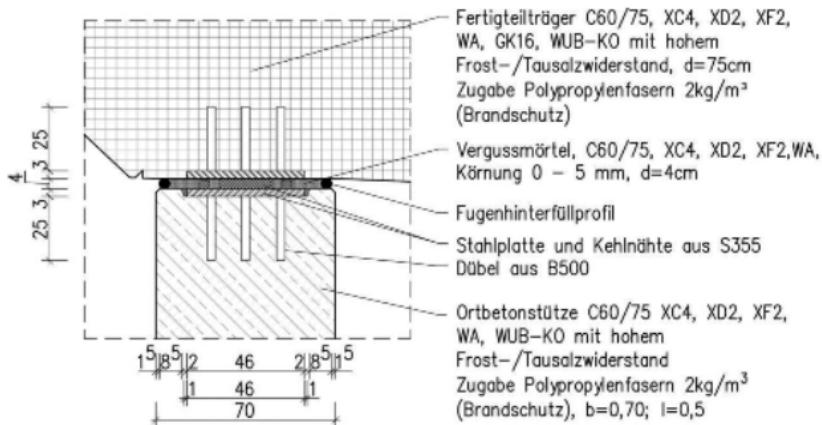


Bild 16. Balkenauflager am Stützenkopf (Schubknagge)

Diese Auflagerung sollte eine gelenkige Lagerung ermöglichen und durfte lediglich Querkräfte in der Lagerebene zwischen den Bauteilen übertragen.

Hierzu wurden für die Auflagerkonstruktion sogenannte Kopfplatten, bestehend aus Baustahl der Güte S355, die mit je 6 Stück Schubankern Ø 28 mm in den jeweiligen Betonquerschnitten Stütze/Balken verankert werden, gewählt. Eine kraftschlüssige Verbindung sowie der erforderliche Witterungsschutz der Stahlteile wurde dabei nach dem Einbau durch das Vergießen der Auflagerkonstruktion mit hochfestem Vergussmörtel sichergestellt.

Fertigteilbalken Deckenträger

Die Bemessung der höher belasteten Balken an den Blockrändern mit einer Höhe von 75 cm und einer Breite von 50 cm ergab eine erforderliche Biegebewehrung von 34 Stück Stabstahl Ø 28 mm unten und sechs Stück Ø 28 mm oben. Für die geringer belasteten Balken in Blockmitte ergab sich mit gleichen Abmessungen eine erforderliche Biegebewehrung von 26 Stück Stabstahl Ø 28 mm unten und sechs Stück Stabstahl Ø 28 mm oben.



Bild 17. Bewehrung Fertigteilbalken

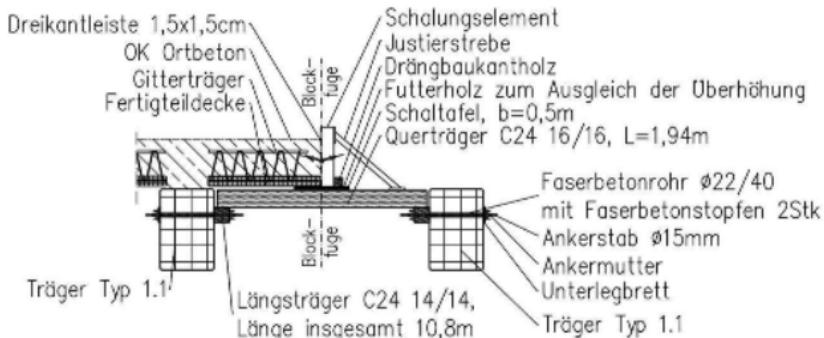


Bild 18. Detail zur Herstellung der Blockfuge zwischen zwei Fertigteilträgern

Blockfugen im Deckenbereich

Aufgrund der Herstellung des Verbunds zwischen Fertigteilbalken und der Deckenplatte konnte die Blockfuge nur zwischen zwei Fertigteilträgern ausgeführt werden. Hierzu war eine Sonderkonstruktion zur Herstellung der Blockfuge im Deckenbereich (Bild 18) erforderlich.

8 Tragwerksreserve

Für die Prüfung der Tragwerksreserven der Konstruktion wurde nach der abschließenden Bemessung der Galerieblöcke eine nochmalige Berechnung durchgeführt, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Materialfestigkeiten auf 1,0 gesetzt wurden. Durch diesen Vergleich der erforderlichen Bewehrung mit und ohne Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte konnte eine Gesamtsicherheit bzw. die Tragreserve des jeweiligen Systems für die ungünstigsten Lastfälle ermittelt werden. So konnte bspw. nachgewiesen werden, dass für die Konstruktion beim maßgebenden Lastfall Blockschlag in Feldmitte (LF30) eine um über 40 % erhöhte Last noch abgetragen werden kann.

9 Brandschutz

Die ZTV-ING 2014, Teil 5, Tunnelbau Abschnitt 1, Anhang B und Abschnitt 2 [22] regelt den baulichen Brandschutz. Zur Verbesserung des baulichen Brandschutzes der aufgehenden Bauteile wie talseitige Wand mit Stützen, bergseitige Wand und für Fertigteilträger, Elementdeckenplatten, Deckenbeton sowie für die Attikaplatten wurde ein Polypropylen-Faserbeton eingesetzt. Es musste den Betonen C35/45 und C60/75 der genannten Bauteile und damit erstmals auch Bauteilen aus hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C60/75 bauaufsichtlich zugelassene Mikro-PP-Faser (2 kg/m^3 Beton) mit einer Faserlänge von 6,5 mm und einem Durchmesser von 16 μm sowie einem auf max. 1 M-% begrenzten Feuchtigkeitsgehalt der Faser im Anlieferungszustand zugegeben werden.

Wegen der Zugabe von PP-Fasern in die genannten Standardbetone war eine Erstprüfung gefordert. Es war nachzuweisen, dass mit den vorliegenden Betonsorten und der Zugabe von 2 kg PP-Faser pro m^3 Beton die nach DIN EN 206 [23] einzuhaltenden bzw. festgelegten Eigenschaften wie Druckfestigkeit, Rohdichte, W/Z-Wert, Luftporengehalt mit einem ausreichenden Vorhaltemaß erfüllt und ausreichende Sedimentationsstabilität und gute Fließ- und Verarbeitbarkeit erreicht werden können.

Mit Beginn der Erstprüfung bzw. mit der Zugabe der PP-Faser in die Standardbetone ergaben sich anfänglich nachfolgende Probleme bei den Betoneigenschaften und der Betonverarbeitung:

- Der Luftporengehalt war deutlich erhöht, und die Betonwürfel hatten eine ausgeprägte poröse Betonoberfläche (erhöhte Lunkerbildung).
- Die Druckfestigkeit fiel gegenüber dem Standardbeton ohne PP-Faser niedriger aus (kritisch bei hochfestem Beton, zu geringes Vorhaltemaß).
- Bei der Prüfung des Ausbreitmaßes neigte der Beton zum Entmischen bzw. hatte keine Sedimentationsstabilität.

- Während und nach der Verarbeitung von Probewürfeln hat sich an der Würfeloberfläche eine Wasserschicht gebildet bzw. Wasser abgesondert (Bluten).
- Der Beton war augenscheinlich zähflüssig, und mit Erhöhung des Fließmittelgehalts kam es zum Entmischen.

Durch die Umstellung und Optimierung vorliegender Betonrezepturen wie Erhöhung des Mehlkorngehalts, Reduzierung des hoch wirksamen Fließmittels, Änderung des Größtkorns von Ø 16 auf Ø 22 mm konnten die genannten Probleme jedoch beseitigt werden.

Die Verarbeitbarkeit und die Qualität der Betonoberfläche (SB2) wurden an einer hoch bewehrten Probestütze auf der Baustelle getestet. Die Ausführung der Probestütze hat ergeben, dass der Beton mit PP-Faser nach Zugabe des Fließmittels eine Mischzeit im Fahrnischer (5 m^3) von mindestens 6 min erfordert. Durch die Optimierung des Leimgehalts im Beton konnte auch die ver-



Bild 19. Ansicht der Schutzgalerie Saalachse bei der Durchfahrt von Süden her

traglich geregelte Sichtbetonqualität an allen Bauteilen erreicht werden.

Für den hochfesten Beton C60/75 wurde in Abstimmung mit dem Prüfingenieur bezüglich des Druckfestigkeitsnachweises anstatt der 28-Tage, die 56-Tage-Festigkeit zur Ausnutzung der Nacherhärtung in Verbindung mit einem ausreichenden Vorhaltemaß festgelegt. Die nach ZTV-ING [22] geregelte PP-Faserbestimmung im Frisch- und Festbeton ergab eine gute Verteilung der Faser im Beton, und der Fasergehalt von 2 kg/m³ konnte im Rahmen der Güteprüfung sowohl im Frischbeton als auch im Festbeton mit geringfügigen, im Toleranzbereich liegenden, Schwankungen nachgewiesen werden. Brandversuche wurden an diesen Betonen allerdings nicht durchgeführt.

10 Zusammenfassung

Während bisher Galerien vor allem als Lawinengalerien gebaut wurden, die nur bei der Prozessart Lawine einen wirksamen Schutz darstellten und bei Stein- oder Blockschlagereignissen keinen oder nur einen unzureichenden Schutz boten, wurde die Galerie am Saalachsee so konzipiert, dass sie auch bei Sturzprozessen und Murgängen bis zu einer festgelegten Ereignishäufigkeit schützt. Diese Vorgehensweise dient nicht nur dem Schutz der Verkehrsteilnehmer, sondern auch dem Schutz des Bauwerks selbst. Ziel der Errichtung der Schutzbauwerk Saalachsee ist eine Erhöhung der Sicherheit der Straßennutzer und eine deutlich gestiegerte Verfügbarkeit der Verkehrsverbindung, die sowohl der Anbindung der Gemeinde Schneizlreuth als auch dem innerösterreichischen Verkehr dient. Aufgrund der Wichtigkeit der Verbindung wurde eine Ausführung der Galerie unter Verwendung von Fertigteilen gewählt, die eine deutliche Reduzierung baubedingter Verkehrssperrungen erlaubt. Die betriebstechnische Ausstattung der Schutzbauwerk konnte auf ein Minimum reduziert werden, was insbesondere in Hinblick auf künftige Galerien von Bedeutung ist. Dabei wurde der Standard angewandt, der durch das gültige Regelwerk, die RABT 2006 [19] vorgegeben ist.

Das Ziel der neuartigen Konstruktion, einen neuen Typ von Schutzgalerien zu schaffen, der größtmöglichen Schutz bei einer Vielzahl von Ereignissen mit einer geringen Bauzeit und geringen bauzeitlichen Verkehrsbehinderung verbindet, konnte somit erreicht werden. Es ist geplant, diese Konstruktion bei noch folgenden Schutzgalerien wieder anzuwenden und, soweit nötig, auch fortzuentwickeln und den jeweiligen örtlichen Bedingungen anzupassen.

Literatur

- [1] RABT 2006: Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). Köln, Ausgabe 2006.
- [2] Staatliches Bauamt Traunstein: Bauwerksentwurf Schutzgalerie am Saalachsee. Traunstein, 2013.
- [3] GEOTEST AG & Ingenieurbüro André Burkard AG: 3D-Steinschlag, Murgang und Lawinensimulationen, inkl. Berichte zur Bundesstraße 21. Davos, 2007–2009.
- [4] ZAMG: Schneesummen und Jährlichkeiten. Salzburg 10.03.2010.
- [5] Bayerisches Landesamt für Umwelt: Gutachterliche Stellungnahme Naturgefahren an der B 21. München, 2009.
- [6] ASTRA 12 007: Richtlinie Einwirkungen infolge Lawinen auf Schutzgalerien. Bern, Ausgabe 2007 V2.00.
- [7] ZAMG: Niederschlagsmengen und Jährlichkeiten im Raum Bad Reichenhall. Salzburg 29.09.2010
- [8] ASTRA 12 006: Richtlinie Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien. Bern, Ausgabe 2008 V2.03.
- [9] DIN EN 1990:2010-12/DIN EN 1990/NA:2010-12, Eurocode 0/Nationaler Anhang Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth Verlag.
- [10] DIN EN 1991-1-7:2010-12/DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12, Eurocode 1/Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Berlin: Beuth Verlag.
- [11] DIN EN 1991-2:2010-12/DIN EN 1991-2/NA:2012-08, Eurocode 1/Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth Verlag.

- [12] DIN EN 1992-1-1:2011-01/DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Eurocode 2/ Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag.
- [13] DIN EN 1992-2:2010-12/DIN EN 1992-2/NA:2013-04, Eurocode 2/ Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth Verlag.
- [14] DIN EN 1993-1-1:2010-12/DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08, Eurocode 3/ Nationaler Anhang Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag.
- [15] DIN EN 1993-2:2010-12/DIN EN 1993-2/NA:2014-10, Eurocode 3/Nationaler Anhang Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Berlin: Beuth Verlag.
- [16] DIN EN 1997-1:2014-03/DIN EN 1997-1/NA:2010-12, Eurocode 7/Nationaler Anhang Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin: Beuth Verlag.
- [17] Ing.-Büro B. Gebauer & Staatliches Bauamt Traunstein: Standsicherheitsnachweis Schutzbunker B 21 – Ortbetonbauwerk. Traunstein, 2013.
- [18] Ing.-Büro B. Gebauer & Staatliches Bauamt Traunstein, Standsicherheitsnachweis Schutzbunker B 21 – Verbundbauwerk. Traunstein, 2013.
- [19] GEOTEST AG & Ingenieurbüro André Burkard AG: Technischer Bericht Einwirkungen auf Galerie B 21, Davos, 2012.
- [20] GEOTEST AG: B 21 Belastungsermittlung Schutzbunker Murgangsprozesse (Bericht Nr. 2612 0200.1) vom 17.07.2012.
- [21] GEOTEST AG: B 21 Belastungsermittlung Schutzbunker Sturzprozesse (Bericht Nr. 2612 0200.2) vom 30.07.2012.
- [22] ZTV-ING, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 2012/12.
- [23] DIN EN 206:2014-07: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Berlin: Beuth Verlag.