
Konventioneller bergmännischer Tunnelbau

I. Tunnel nach Bad Cannstatt des Großprojekts Stuttgart-Ulm – Senkungen und Setzungen im Stadtgebiet von Stuttgart, Prognosen und Messergebnisse

Wadim Strangfeld, Patricia Wittke-Gattermann, Claus Erichsen

Mit den bergmännisch vorgetriebenen Tunneln nach Bad Cannstatt im PFA 1.5, Los 3 wurden u. a. das etwa 100 Jahre alte Gäubahn-Viadukt und das Überwerfungsbauwerk unterfahren. Der Abstand zwischen Tunnelfirste und Bauwerksfundamenten betrug örtlich nur 2 m. Zur Begrenzung der Senkungen wurden kurze Abschlaglängen gewählt, die Sohle des Querschnitts in kurzen Abständen zur temporären Ortsbrust nachgezogen, die Ortsbrust gesichert und Rohrschirme zur vorauseilenden Sicherung angeordnet. Darüber hinaus wurden örtlich Hebungsinjektionen ausgeführt.

Für die Unterfahrung der Gebäude Presselstraße 10 und 12 waren ursprünglich Hebungsinjektionen zum Ausgleich vortriebsbedingter Senkungen vorgesehen. Durch Messungen und Beobachtungen in den angrenzenden Tunnelabschnitten und durch 3D-Finite-Elemente-Berechnungen (3D-FE) konnte gezeigt werden, dass eine Unterfahrung der Gebäude ohne Hebungsinjektionen möglich ist. Auch hier wurde die Ausbruch- und Sicherungsfolge so festgelegt, dass die Senkungen minimiert werden konnten.

In diesem Beitrag werden die Bauwerke vorgestellt. Es werden die Ergebnisse der Senkungsprognosen dargestellt sowie die auf dieser Basis geplanten bautechnischen und baubetrieblichen Maßnahmen erläutert. Darüber hinaus wird über die Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen während des Vortriebs berichtet und ein Vergleich mit den Ergebnissen der Prognosen gezogen.

Tunnel to Bad Cannstatt of the large-scale railway project Stuttgart–Ulm – subsidence and settlements in the urban area of Stuttgart, prediction and measurement results

The tunnels to Bad Cannstatt in PFA 1.5, lot 3, driven by the conventional tunneling method (CTM), underpass the approximately 100-year-old Gäubahn-Viaduct and -Bridge. The distance between the tunnel's roof and the foundations of the building structures was only 2 m in some sections. In order to limit the subsidence to a minimum short pullout lengths and a small distance of the temporary face and the invert were selected. Furthermore a support of the temporary face by means of anchors and shotcrete and a pipe umbrella were installed. In addition, compensation grouting was carried out locally.

For underpassing the buildings Presselstraße 10 and 12, originally compensation grouting was planned as well. By means of monitoring and observation in the adjacent tunnel sections and by means of 3D-FE-analyses it was shown that undercrossing of these buildings without compensation grouting is feasible, if additional design measures to minimize the subsidence were taken.

In the article the building structures are presented. The results of the prediction of subsidence and the design measures selected on this basis are presented. Additionally the measurement results and observations during construction are reported and the predicted and measured displacements are compared.

1 Einleitung

Von den rd. 3,5 km langen, bergmännisch vorgetriebenen Tunneln nach Bad Cannstatt wurden inzwischen rd. 3,3 km im unausgelaugten und ausgelaugten Gipskeuper aufgefahren (Bild 1). Dabei wurden mit den im ausgelaugten Gipskeuper liegenden Tunnelabschnitten u. a. Gleisanlagen der Deutschen Bahn (DB), das etwa 100 Jahre alte Gäubahn-Viadukt und das Überwerfungsbauwerk unterfahren (Bild 1 und 2). Der Abstand zwischen Tunnelfirste und Bauwerksfundamenten betrug örtlich nur 2 m. Zur Begrenzung der Senkungen wurden kurze Abschlaglängen gewählt, die Sohle des Querschnitts in kurzen Abständen zur temporären Ortsbrust nachgezogen, die Ortsbrust gesichert und Rohrschirme zur vorauseilenden Sicherung angeordnet. Darüber hinaus wurden örtlich Hebungsinjektionen ausgeführt.

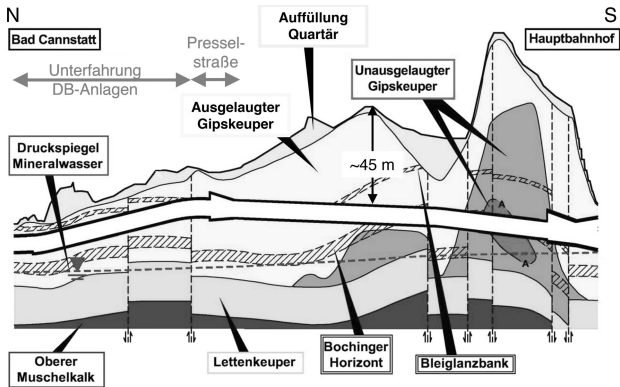


Bild 1. Geologischer Längsschnitt, Achse 176

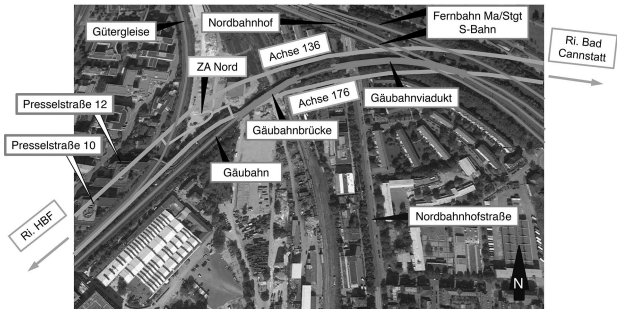


Bild 2. Unterfahrung Bahnanlagen und Gebäude, Tunnel nach Bad Cannstatt

Außerdem wurden die Gebäude der Presselstraße 10 und 12 unterfahren. Auch hier waren ursprünglich Hebungsinjektionen zum Ausgleich vortriebsbedingter Senkungen vorgesehen. Durch Messungen und Beobachtungen in den angrenzenden Tunnelabschnitten und

durch 3D-FE-Berechnungen konnte gezeigt werden, dass eine Unterfahrung der Gebäude ohne Hebungsinjektionen möglich ist. Auch hier wurden die Ausbruch- und Sicherungsmaßnahmen so festgelegt, dass die Senkungen minimiert werden konnten.

In diesem Beitrag wird zunächst der ausgelaugte Gipskeuper beschrieben. Außerdem werden die Bauwerke vorgestellt. Es werden die Ergebnisse der Senkungsprognosen dargestellt sowie die auf dieser Basis geplanten bautechnischen und baubetrieblichen Maßnahmen erläutert. Darüber hinaus wird über die Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen während des Vortriebs berichtet und ein Vergleich mit den Ergebnissen der Prognosen gezogen.

2 Ausgelaugter Gipskeuper

Der Gipskeuper ist ein sulfatführendes Tongestein. Der Sulfatanteil in den einzelnen Schichtgliedern dieser Formation ist sehr unterschiedlich. Im Ausgangsgestein steht das Sulfat in Form von Anhydrit (CaSO_4) an. Dieser wird in geologischen Zeiträumen infolge Wasserzutritts aufgrund von Diffusion in Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) umgewandelt. Im Grundwasser geht der Gips in Lösung über und wird in die Vorfluter, wie den Nesenbach und den Neckar, abtransportiert. Übrig bleibt ein sogenanntes sulfatfreies Residualgestein, der ausgelaugte Gipskeuper [1].

Bild 3 zeigt ein Foto des ausgelaugten Gipskeupers. Neben gesteinsfesten Schluffsteinlagen (Klasse I), die tlw. als Folge der Auslaugung und des damit verbundenen Volumenverlusts darunterliegender Bereiche einen gestörten Schichtverlauf aufweisen, finden sich Gipslinsen (Klasse I), mürbe und sehr mürbe Schluffsteine (Klassen II und III) und Auslaugungsschluffe (Klasse IV). Ein Gefügemodell des ausgelaugten Gipskeupers ist in Bild 4 dargestellt.

Erfahrungen haben gezeigt, dass die mechanischen Eigenschaften der Gesteine der Gipskeuperformation von deren Wassergehalt abhängen. Im Rahmen der Vorerkundungen für das Projekt Stuttgart–Ulm wurden deshalb an den Kernen der Erkundungsbohrungen in einem Abstand von 1 m Proben zur Bestimmung des Wassergehalts entnommen. Für Proben aus dem ausgelaugten Gipskeuper, die der

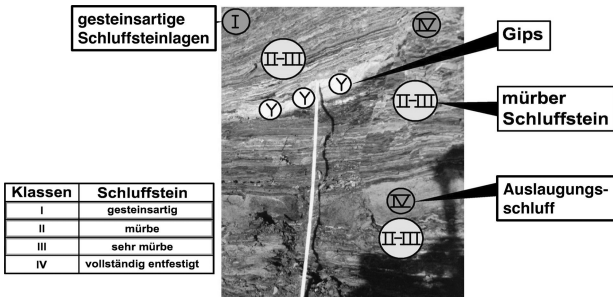


Bild 3. Ausgelaugter Gipskeuper

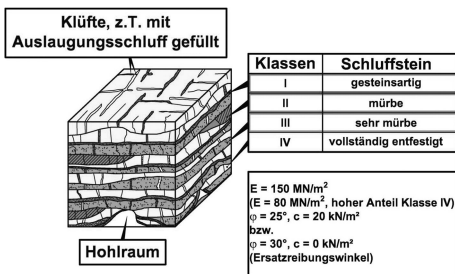


Bild 4. Gefügemodell ausgelaugter Gipskeuper

Klasse I zugeordnet werden können, ergaben sich mittlere Wassergehalte von etwa 5 % (Bild 5). Proben der Klassen II und III ergaben mittlere Werte von 8,5 bzw. rd. 14 %. Die größten Werte wurden für die der Klasse IV zuzuordnenden Auslaugungsschluffe mit etwa 20 % ermittelt.

Die in Bild 4 dargestellten geotechnischen Kennwerte wurden im Wesentlichen durch Rückrechnung von Messungen an ausgeführten Bauwerken gewonnen [2]. So wurde der Verformungsmodul von

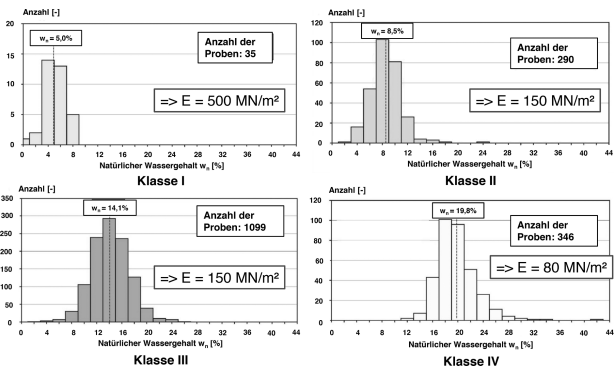


Bild 5. Ausgelaugter Gipskeuper, PFA 1.5, Wassergehalte

$E = 150 \text{ MN/m}^2$ durch Rückrechnung beim Bau des S-Bahn-Tunnels im Bereich der Schwabstraße ermittelt. Der Wert konnte durch einen Vergleich von Rechen- mit Messergebnissen auch in zahlreichen anderen im ausgelaugten Gipskeuper liegenden Tunneln im Stuttgarter Raum bestätigt werden. Lediglich in Abschnitten, in denen hohe Anteile der Klasse IV angetroffen wurden, ist der E-Modul mit $E = 80 \text{ MN/m}^2$ geringer.

Auch die in Bild 4 angegebenen Scherparameter konnten durch Rückrechnung von Messergebnissen bestätigt werden.

3 Unterfahrung der Presselstraße 10

3.1 Bauwerk

Die tief liegende Röhre (Achse 136) unterfährt die Gebäude der Presselstraße 10 und 12, während die hoch liegende Röhre (Achse 176) unmittelbar neben diesen Gebäuden verläuft und ebenfalls die Senkungen beeinflusst (vgl. Bild 2) (Bild 6 und 7). Wegen der sogenannten P-Option, die als Vorwegmaßnahme für eine spätere Anbindung der



Bild 6. Gebäude Presselstraße 10 und 12

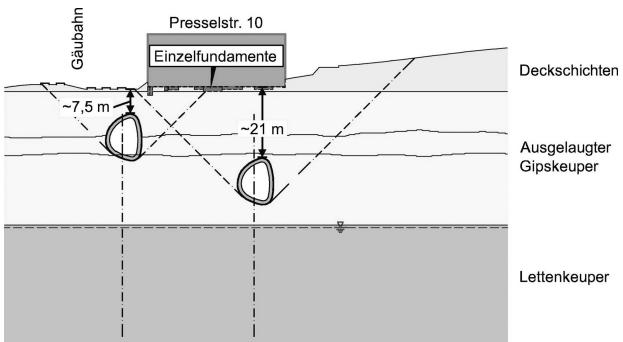


Bild 7. Querschnitt, Presselstraße 10

Tunnel nach Bad Cannstatt an die bestehende Strecke nach Feuerbach geplant wurde, ist der Tunnelquerschnitt im Bereich der Unterfahrung der Presselstraße 10 größer und vor allem höher als in den ande-

ren Abschnitten mit kreisförmigen Tunnelquerschnitten (vgl. Bild 1) (Bild 7).

Für die Unterfahrung der Gebäude waren ursprünglich Hebungsinjektionen zum Ausgleich vortriebsbedingter Senkungen vorgesehen. Durch 3D-FE-Berechnungen mit dem Programmsystem Fest03 konnte von WBI allerdings gezeigt werden, dass eine Unterfahrung der Gebäude ohne Hebungsinjektionen möglich ist, insbesondere dann, wenn für die Schichten des ausgelaugten Gipskeupers die charakteristischen Kennwerte angenommen werden können. Der Nachweis der charakteristischen Kennwerte erfolgte mithilfe der an vortriebsbegleitend genommenen Proben bestimmten Wassergehalte und über einen Vergleich der für die angrenzenden Tunnelabschnitte gewonnenen Messergebnisse mit den prognostizierten Werten.

3.2 FE-Berechnungen

In den Prognoseberechnungen wurde zunächst die tief liegende Röhre mit dem Querschnitt der P-Option berücksichtigt (Bild 8). Der obere, horizontale Rand des Berechnungsausschnitts wurde dabei in Höhe der Gründungssohle des Gebäudes Presselstraße 10 angenommen. Die Belastung durch das auf Einzel- und Streifenfundamenten gegründeten Gebäudes wurde in Form einer Gleichlast simuliert (vgl. Bild 7) (Bild 8) [3].

Die Senkungen im Bereich der Gründungsebene des Gebäudes hängen u. a. von den angenommenen Scherparametern und dem Verformungsmodul des anstehenden ausgelaugten Gipskeupers ab. Der Verformungsmodul ist von der Zusammensetzung des ausgelaugten Gipskeupers bzw. vom Wassergehalt abhängig (vgl. Abschnitt 2) [1]. Für die Überprüfung der Machbarkeit eines Vortriebs ohne Hebungsinjektionen wurde zunächst davon ausgegangen, dass der ausgelaugte Gipskeuper der schlechtesten Klasse IV zugeordnet werden muss und damit einen E-Modul von $E = 80 \text{ MN/m}^2$ aufweist (vgl. Bild 4).

In den dreidimensionalen Berechnungen wurde ein vorausseilender Kalottenvortrieb und ein nachfolgender Strossen- und Sohlvortrieb simuliert. Für den Kalottenvortrieb wurde eine Abschlaglänge von 1 m angenommen. Der Sohlschluss des Kalottenvortriebs wurde

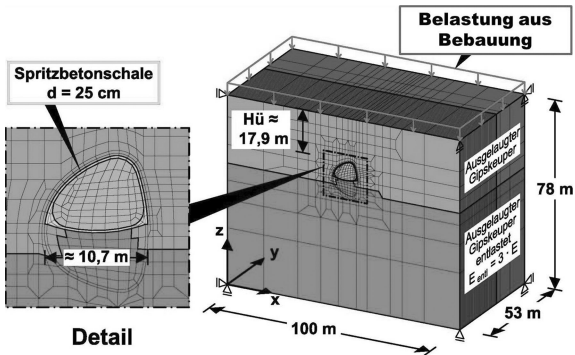


Bild 8. Räumliche Berechnungen, FE-Netz und Randbedingungen

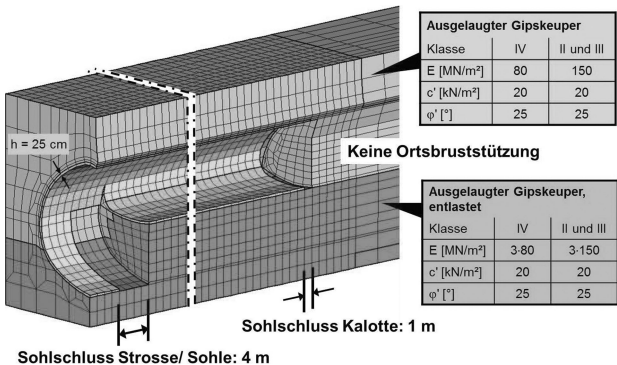


Bild 9. Referenzfall, Simulation der Sicherungsmittel

ebenfalls nach 1 m simuliert. Es wurde eine 25 cm dicke Spritzbetonschale berücksichtigt. Der Sohlschluss beim Strossen- und Sohlbruch wurde mit 4 m deutlich größer gewählt (Bild 9).

In einem ersten Fall wurde zunächst keine Ortsbrustsicherung angenommen. Die Verschiebungen infolge Kalottenvortriebs, die sich für diesen Fall ergeben, sind in Bild 10 in einem Längsschnitt dargestellt. Es fällt auf, dass sich sehr große Verschiebungen der Ortsbrust ergeben, die dazu führen, dass vergleichsweise große, dem Vortrieb vorausseilende Verschiebungen auftreten. In der Gründungsebene des Gebäudes treten vorausseilend etwa 23 mm auf, die auf 37 mm in größerer Entfernung zur Ortsbrust anwachsen. Die großen berechneten Verschiebungen an der Ortsbrust zeigen die Bedeutung einer Ortsbruststützung.

Tatsächlich lösen sich beim Vortrieb im ausgelaugten Gipskeuper immer wieder größere Flächen aus der Ortsbrust heraus, wenn die Ortsbrust, wie in Bild 11 zu sehen, nicht ausreichend gesichert ist.

Die Senkungmulde des in Bild 10 eingetragenen Querschnitts ist in Bild 12 für den Zustand nach fertig gestelltem Kalottenvortrieb und nach Strossen- und Sohlvortrieb dargestellt. Sowohl die max. Senkung von 53 mm als auch die max. Neigung von rd. 1 : 395 sind größer als die für das Gebäude der Presselstraße 10 zulässigen Werte.

Es müssen daher zusätzliche Sicherungsmaßnahmen vorgesehen werden.

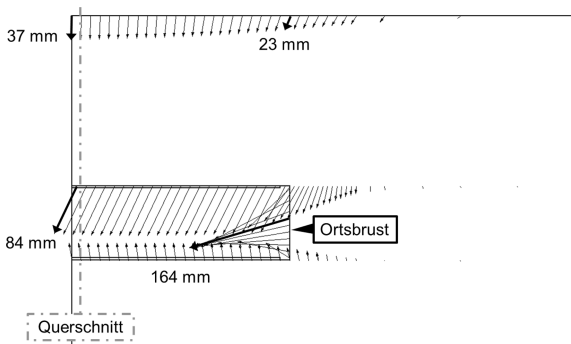


Bild 10. Referenzfall, Verschiebungen infolge Kalottenvortriebs, Längsschnitt

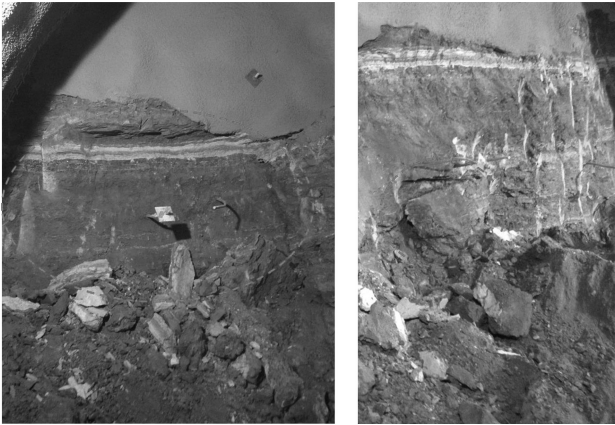


Bild 11. Herauslösen von Flächen aus der Ortsbrust

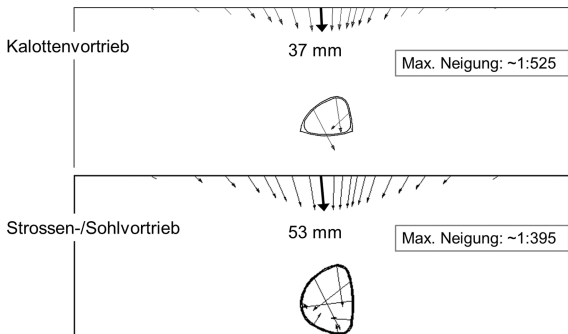


Bild 12. Referenzfall, Verschiebungen infolge Kalotten- und Strossen-/Sohlvortriebs, Querschnitt

3.3 Maßnahmen zur Begrenzung der Senkungen

Eine dieser Sicherungsmaßnahmen ist eine Stützung der Ortsbrust z. B. durch Ortsbrustanker (Bild 13). Bei großen Querschnitten kann es darüber hinaus erforderlich sein, die Abschläge in Teilflächen aufzuteilen. Diese Unterteilung bleibt jedoch in den Standsicherheitsnachweisen unberücksichtigt.

Weiterhin wirken sich erfahrungsgemäß kurze Abschlaglängen günstig auf vortriebsbedingte Senkungen aus. Deshalb wurden die Abschlaglängen für die Unterfahrung der Gebäude der Presselstraße auf 1 m beim Kalottenvortrieb und 2 m im Bereich der Strosse und Sohle begrenzt.

Insbesondere bei dem hohen Querschnitt der P-Option kommt dem frühen Sohlschluss sowohl beim Kalotten- als auch beim Strossen- und Sohlvortrieb eine wesentliche Bedeutung als setzungsmindernde Maßnahme zu. Dadurch können die in den Querschnitt hinein gerichteten Verschiebungen und die daraus resultierenden Verschiebungen in der Gründungsebene der Gebäude begrenzt werden. Ebenso wirkt sich eine dickere und damit biegesteifere Spritzbetonschale günstig aus.

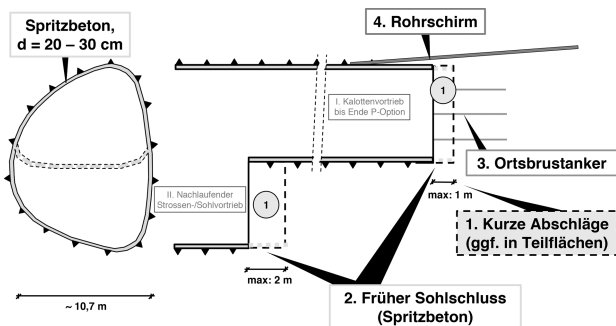


Bild 13. Maßnahmen zur Begrenzung der Senkungen

In Fällen, in denen die ungesicherte Ausbruchlaibung nicht standsticher ist, kann auch ein Rohrschirm setzungsmindernd wirken.

Die Wirkung von Ortsbrustankern und eines frühen Sohlschlusses beim Strossen- und Sohlvortrieb wurde in den Fällen 2 und 3 in FE-Berechnungen untersucht (Bild 14 und 15). Es zeigte sich, dass

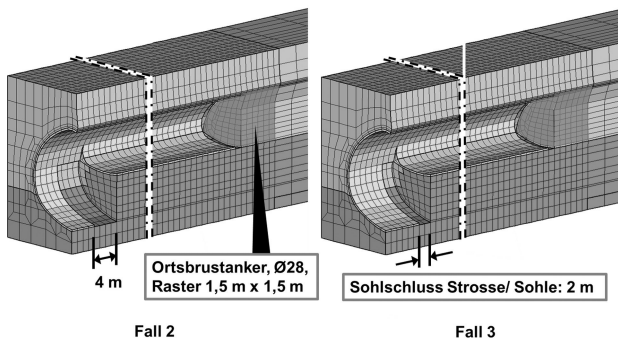


Bild 14. Weitere Fälle von Maßnahmen zur Begrenzung der Senkungen

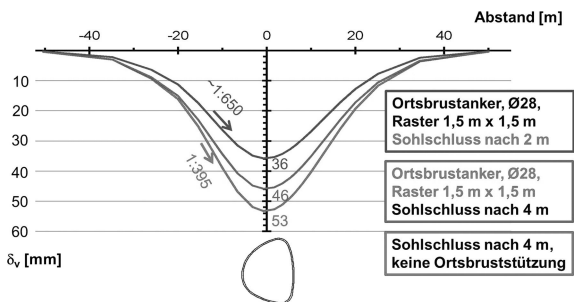


Bild 15. Einfluss von Ortsbrustankern und frühem Sohlschluss auf die Senkungen an der Geländeoberfläche (GOF)

	Prognose	Messergebnisse
Vortriebsbedingte Senkungen an der GOF	~ 13 mm	4 – 12 mm
Untergrund	Ausgelaugter Gipskeuper Klasse III	Ausgelaugter Gipskeuper Klasse II - III

Bild 16. Zwischenangriff Nord, Vergleich Prognose und Messergebnisse

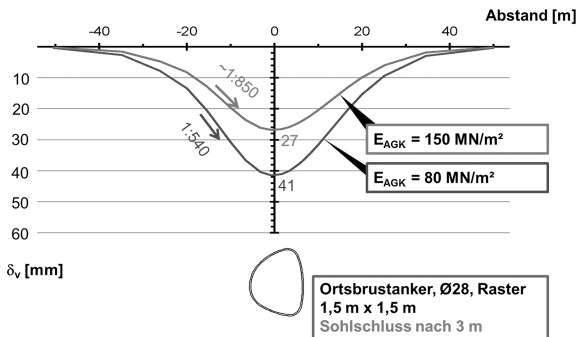


Bild 17. Einfluss des E-Moduls des ausgelaugten Gipskeupers auf die Senkungen an der GOF

beide Maßnahmen zu einer Reduzierung der Senkungen und Neigungen der Senkungsmulde führen. Auch bei der konservativen Annahme eines ausgelaugten Gipskeupers der Klasse IV ergeben sich bei Einsatz von Ortsbrustankern mit einem Durchmesser von 28 mm im Raster von $1,5 \times 1,5 \text{ m}$ und bei einem Sohlschluss in Strosse und Sohle nach 2 m, Senkungen in der Gründungssohle, die kleiner als die zulässigen Werte sind (Bild 15).

Die beim Vortrieb der angrenzenden Tunnelabschnitte durchgeführten Kartierungen, die an Proben aus dem Vortrieb gemessenen Wassergehalte und die Rückrechnung der gewonnenen Messergeb-

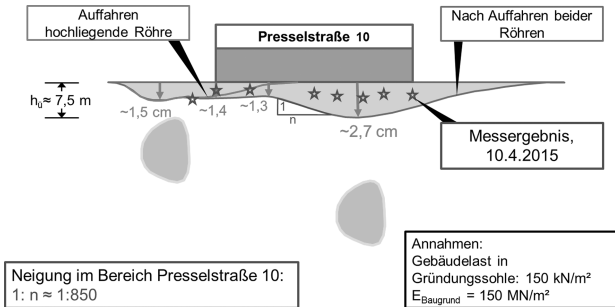


Bild 18. Prognose der Senkungen und Messergebnisse

nisse zeigen, dass der in diesem Bereich angetroffene ausgelaugte Gipskeuper eher den Klassen II und III zuzuordnen ist und somit einen größeren E-Modul von $E = 150 \text{ MN/m}^2$ aufweist (vgl. Bild 5) (Bild 16). Ergänzende Berechnungen mit diesem Wert zeigten, dass sich noch kleinere Senkungen ergeben (Bild 17).

Entsprechende Berechnungen wurden auch für die hoch liegende Röhre durchgeführt und mit den oben beschriebenen Berechnungen überlagert. Die Prognose für einen E-Modul des ausgelaugten Gipskeupers von $E = 150 \text{ MN/m}^2$ und für einen Sohlschluss der Strosse und Sohle nach 3 m ist in Bild 18 dargestellt.

3.4 Prognostizierte und gemessene Senkungen bei der Unterfahrung der Presselstraße

Die Ergebnisse der Prognoseberechnungen wurden den Eigentümern der Gebäude vorgestellt und erläutert. Die DB Projekt Stuttgart-Ulm (DB PSU) und die Gebäudeeigentümer haben sich auf dieser Grundlage darauf geeinigt, dass die Hebungsinjektionen entfallen können. Während des Vortriebs wurden sowohl die Verschiebungen im Tunnel als auch die Senkungen an der GOF und an den Gebäuden in kurzen Zeitabständen gemessen. Die Ergebnisse wurden fortlaufend mit den Prognosewerten verglichen.

Es zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung (vgl. Bild 18). Zusätzlich zu den Kartierungen der Ortsbrust wurden auch beim Vortrieb unter den Gebäuden regelmäßig Proben des ausgelaugten Gipskeupers entnommen und auf ihren Wassergehalt untersucht. Anhand dieser Messungen konnten die Annahmen in den Berechnungen ebenfalls bestätigt werden.

4 Unterfahrung der Gleisanlagen, des Gäubahn-Viadukts und der Gäubahn-Brücke

4.1 Konstruktion der unterfahrenen Bauwerke

Die Gäubahn-Linie der Königlich Württembergischen Staats-Eisenbahnen wurde in den Jahren von 1866 bis 1879 errichtet und in dessen Fortführung von 1908 bis 1914 die hier betrachteten drei Ingenieurbauwerke im Unterfahrungsbereich:

- Drei-feldrige Stahl-Fachwerkträger-Konstruktion (Gäubahn-Brücke),
- Viadukt mit fünf Bögen mit Spannweiten von 4×11 und 1×30 m,
- Überwerfungsbauwerk mit sieben Gruppen von Stahlbetonrahmen in einem Stützenraster von ca. 5 m.

Gemäß *Karl Schächterle*, damaliger Planer im Jahr 1914, der sagte: „Die Vollendung der großen Kunstbauten zum neuen Hauptbahnhof Stuttgart bedeutet einen Höhepunkt in der Entwicklung der Massivbauweise [...]. Gerade beim Bahnhof-Umbau Stuttgart sind Musterausführungen in Materialbeherrschung und Behandlung geschaffen, sowie Musterleistungen in Baueinrichtung und Baubetrieb vorgeführt worden.“ [4], war es die Anforderung, diese Bauwerke als Eisenbahnstrecke in Betrieb zu unterfahren, zu erhalten, zu sichern und keine Betriebsstörungen während der Vortriebsarbeiten zu generieren.

4.2 Ausbruch und Sicherung

Die zwei eingleisigen Tunnel (Achse 136 und 176, vgl. Bild 2) wurden im Bereich der Unterfahrung der oben genannten Bauwerke mit einem Kreisquerschnitt mit einem Ausbruchdurchmesser von ca. 9,5 m

aufgefahren und haben damit einen kleineren und im Hinblick auf die vortriebsbedingten Senkungen günstigeren Querschnitt als im Bereich der Unterfahrung der Presselstraße 10.

Um die aus dem Tunnelvortrieb resultierenden Senkungen im Bereich der Fundamente der oben genannten Bauwerke bzw. im Bereich der Gleisanlagen zu minimieren, wurde ein Vollausbau mit abgetreppter Ortsbrust und frühem Sohlschluss gewählt. Damit konnte die sowohl im Hinblick auf die Senkungen als auch im Hinblick auf die Beanspruchung des Querschnitts günstige Querschnittsform eines Kreises genutzt werden. Es wurden Ortsbrustanker und – um den ungesicherten Abschlag zu überbrücken – ein Rohrschirm ausgeführt. Die Abschlagstiefen wurden auf 0,7 bis 1 m begrenzt.

4.3 Monitoring und Maßnahmen zum Senkungsausgleich bei der Unterfahrung der Bauwerke

Wegen der Empfindlichkeit der unterfahrenen Bauwerke gegenüber Senkungen war eine intensive und sorgfältige Begleitung der Vortriebsarbeiten mit Messungen erforderlich. Es wurden die Verschiebungen im Tunnel und die Verschiebungen der GOF entlang der Tunnelachsen gemessen. Weiterhin wurden die Bauwerke durch ein Schlauchwaagensystem mit einer Genauigkeit von $\pm 0,25$ mm überwacht.

Auch für die Unterfahrung der DB-Anlagen wurden vorab FE-Berechnungen mit dem Ziel, die Senkungen zu prognostizieren, durchgeführt (Bild 19 und 20). Dabei wurden für den ausgelaugten Gipskeuper sowohl ein E-Modul von $E = 150 \text{ MN/m}^2$ (Klassen II und III) als auch ein E-Modul von $E = 80 \text{ MN/m}^2$ (überwiegend Klasse IV) angenommen.

Die Messergebnisse wurden vortriebsbegleitend mit den Prognosewerten verglichen. Außerdem wurden Proben für die Bestimmung von Wassergehalten entnommen und die Ortsbrust kartiert. Es zeigte sich, dass der ausgelaugte Gipskeuper erwartungsgemäß überwiegend den Klassen II und III zugeordnet werden konnte.

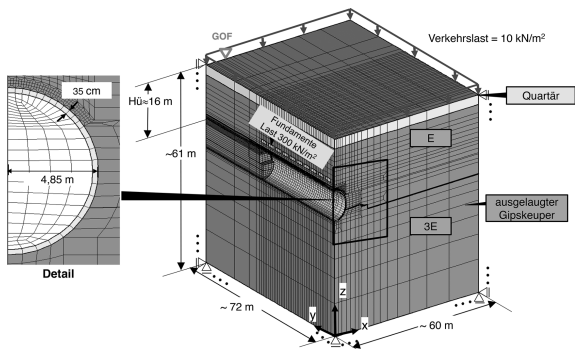


Bild 19. FE-Netz und Randbedingungen

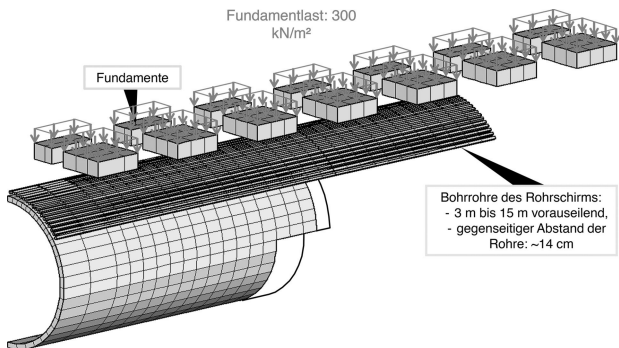


Bild 20. FE-Netz, Detail mit Tunnelschale, Fundamenten und Rohrschirm

Es zeigte sich ebenfalls, dass die Unterfahrung der Gäubahn-Brücke mit den Achsen 136 und 176 mit den oben beschriebenen Ausbruch- und Sicherungsverfahren ohne weitere Maßnahmen zum Hebungsausgleich durchgeführt werden konnte.

Für das Überwerfungsbauwerk sowie das Viadukt mussten allerdings zusätzliche Maßnahmen ergriffen werden. Zum Ausgleich der vortriebsbedingten Senkungen wurde seitens der DB bereits in der Entwurfsphase eine unternehmensinterne Genehmigung zum Einsatz von Hebungsinjektionen (Soilfrac-Verfahren) im Sinne der RL 853, Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten, als unregelmäßiges Bauverfahren eingeholt. Somit konnten Hebungsinjektionen mit dem zuvor beschriebenen Auffahr- und Sicherungskonzept kombiniert werden.

Es wurde wie folgt vorgegangen:

- Herstellung der Kontaktinjektionen,
- Vorhebung zur Teilvorwegnahme der mithilfe von FE-Berechnungen prognostizierten Senkungen,
- Vortrieb der Achse 136; die vortriebsbegleitende Auswertung der gewonnenen Messergebnisse und der Vergleich mit den rechnerischen Prognosen zeigten, dass keine vortriebsbegleitenden Hebungsinjektionen erforderlich waren,
- Vortrieb der Achse 176 sowie des Verbindungsbauwerks 1.5.2.2; auch hier ergab die Auswertung der Messergebnisse, dass auf weitere, vortriebsbegleitende Hebungsinjektionen verzichtet werden konnte.

Ausgleichshebungen waren somit nicht erforderlich.

4.4 Unterfahrung der Gleisanlagen

Zur Gewährleistung der Fahrsicherheit während des Tunnelvortriebs wurden fortlaufend Messungen an den entsprechenden Gleisen durchgeführt. Vor Beginn der Arbeiten wurden die vorhandenen Gleislagen gemessen und beurteilt, da sichergestellt werden musste, dass für evtl. Verschiebungen ein ausreichender gleisgeometrischer Abnutzungsvorrat vorhanden ist.

Obwohl durch den Tunnelvortrieb vorwiegend Senkungen und keine horizontalen Gleislageverschiebungen erwartet wurden, erfolgte für die Gleise eine Lagebestimmung. Die messtechnische Überwachung deckte die erwartete Senkungsmulde vollständig ab.



Bild 21. Ausführung Gleis-Monitoring

Bei der Unterfahrung der DB-Anlagen mit dem Tunnel nach Bad Cannstatt wurde ein automatisches Messsystem mit Reflektoren eingesetzt. Die Reflektoren wurden an beiden Schienen in Abständen von jeweils 3 m in Gleislängsrichtung angebracht (Bild 21). Die Überwachung der Reflektoren erfolgte vollautomatisch durch Totalstationen, die vor jeder Messung selbst ihre aktuelle Position bestimmen.

Aus allen Messpunkten wurde die aktuelle Gleisgeometrie ermittelt, und die für die Beurteilung der Gleisverformungen und für die Fahr-sicherheit relevanten Größen wurden dokumentiert und visualisiert (Bild 22).

Es wurden Warnwerte, Alarmwerte und Grenzwerte festgelegt. Bei Überschreitung der Werte wurden die Bauüberwachung, der Anlagenverantwortliche und der Vertreter des Auftraggebers automatisch informiert, um sofort die weitere Beurteilung der Messergebnisse vorzunehmen und notwendige Schritte zur evtl. Gleislagekorrektur einzuleiten.

Nach Abschluss der Arbeiten erfolgte eine Kontrolle der Bauwerke durch die Fachbeauftragten der DB Netz AG. Es wurden keine Schäden festgestellt.

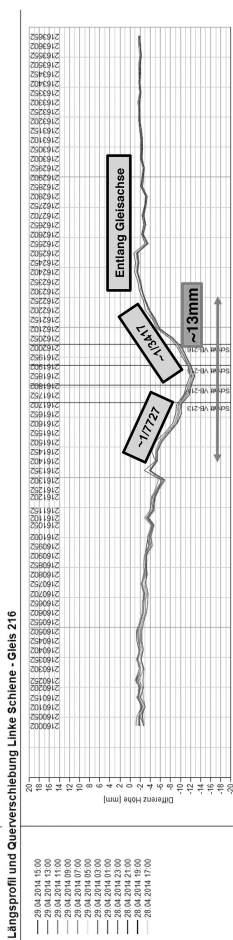
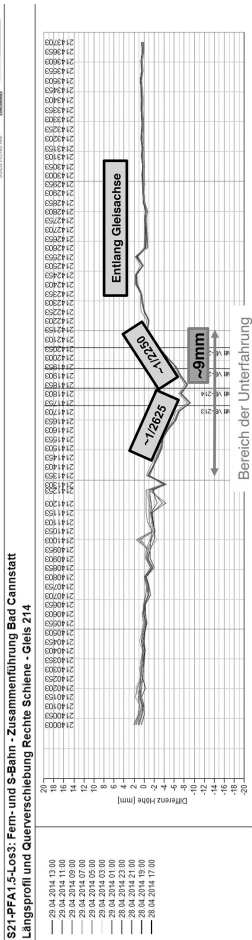


Bild 22. Messergebnisse Zwischenanriff Nord, Gleisachsen 214 und 216, vortriebsbedingte Senkungen

Literatur

- [1] Wittke, W. (2015) *Baugrundverhältnisse des Bahnprojekts Stuttgart–Ulm*. Vortrag anlässlich des Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 16.04.2015. WBI-PRINT **18**, Weinheim.
- [2] Wittke, W. (2014) *Rock Mechanics based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM)*, Ernst & Sohn, Berlin.
- [3] Fritz Deufel Ing.-Ges. GmbH (2001) *Übersicht Haus 1 und Haus 2/Teil A + B + C, Fundamentsohlen*, Plan-Nr. FunS001 und FunS002, 12.11.2001.
- [4] Karl Schächterle (1914) *Deutsche Bauzeitung* **11** (11), 82.

