

Lastabtragung an der Ortsbrust unter Berücksichtigung der Ortsbruststabilität und vorausseilenden Sicherung

R. Pöttler, A Spiegl

ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH,
Feldkreuzstraße 3, 6063 Rum bei Innsbruck

G. Volkmann, R. Leitner

Technische Universität Graz, Inst. für Felsmechanik und Tunnelbau,
Rechbauerstraße 12, 8010 Graz

Zusammenfassung

Über Erfolg und Misserfolg eines Tunnelvortriebs entscheiden das Verhalten an der Ortsbrust, die Abschlagslänge, die Vortriebsgeschwindigkeit und bei schlechtem Gebirge zusätzliche vorausseilende Sicherungsmaßnahmen. Besonders beim Einbau von vorausseilenden Sicherungen herrscht ein komplexes, 3-dimensionales Trag- und Verformungsverhalten im ortsbrustnahen Bereich, welches von den Steifigkeitsverhältnissen des Gebirges und der einzelnen Ausbaumittel, der Stabilität der Ortsbrust, den Bruchzuständen im Boden und den Tragsystemen der vorausseilenden Sicherung bestimmt wird. Für die unterschiedlichen Methoden der Voraussicherung existiert ein reicher baupraktischer Erfahrungsschatz. Die Sichtweisen betreffend die Kriterien des Einsatzes, der Dimensionierung und der Überwachung der vorausseilenden Sicherung differieren jedoch. Dies ist auf den Mangel an quantitativen Stabilitäts- und Verformungsuntersuchungen zurückzuführen. Nur durch eine nachvollziehbare Auslegung und Überprüfungen der Wirkungsweise der Voraussicherung kann sie weiter verbessert und wirtschaftlicher eingesetzt werden.

Abstract

The success or failure of a tunnel advance is significantly influenced by the behaviour at the working face, the round length, the advance velocity and in case of poor rock, additional support ahead of the face. Especially when installing the support ahead of the face, complex three-dimensional load-bearing and deformation behaviour prevails at the working face. This behaviour is defined by the stiffness ratio of the rock mass and the individual support measures, the stability of the face, the failure behaviour of the ground and the load-bearing systems of the support ahead of the face. For the different methods of support ahead of the face, construction practice can draw on a wealth of experience. However, there is no uniform view on the criteria of application, dimensioning and supervision of the support ahead of the face. This can be attributed to the lack of quantitative stability and deformation investigations. Only through an understandable and thus also checkable interpretation and examination of the effectiveness of the support ahead of the face can the support be improved and used more economically.

EINFÜHRUNG

Entsprechend der Richtlinie für Geomechanische Planung von Untertagebauarbeiten mit zyklischem Vortrieb, ÖGG (2001), werden nach Bestimmung der Gebirgsarten und der Gebirgsverhaltenstypen die Baumaßnahmen (Ausbruch, Stützung und eventuelle gebirgsverbessernde Maßnahmen) festgelegt, das Zusammenwirken von Gebirge, Ausbau und Bauablauf (Systemverhalten) untersucht und den Anforderungen gegenübergestellt. Im Zuge der Bauausführung wird mit Hilfe der Beobachtung des Ausbruchverhaltens, eventueller Brucherscheinungen und der Auswertung und Analyse der Messdaten das angetroffene Systemverhalten überprüft und mit dem prognostizierten verglichen. Zusätzliche Messungen bzw. Auswertungen sollen bei komplexen Gebirgsverhältnissen eingesetzt werden, um den Auslastungsgrad der Stützmittel zumindest überschlägig zu ermitteln. Abweichungen zwischen Soll- und Istverhalten sind sorgfältig zu analysieren. Diese Vorgehensweise setzt voraus, dass ein klares Anforderungsprofil für den Ausbau definiert ist, dass das erwartete Verhalten vorab qualitativ und quantitativ beschrieben ist und dass Auswirkungen von Verstärkungsmaßnahmen oder Verringerung der Ausbaumittel in ihrer Wirkungsweise abgeschätzt werden können.

Anhand des Tragverhaltens von verschiedenen Voraussicherungsmethoden - aufgelöste und geschlossene HDI-Schirme, Spieße und Ortsbrustanker - wird die Komplexität des Trag- und Verformungsverhaltens eines Tunnels im Ortsbrustbereich aufgezeigt. Davon abgeleitet werden Empfehlungen für die aus Sicht der Autoren notwendigen weiteren Arbeiten und Forschungen dargelegt. Basis der Ausführungen ist eine umfangreiche Literaturstudie – auf wesentliche Referenzen wird im Anhang zu diesem Artikel verwiesen – sowie eine Expertendiskussion über die Einsatzkriterien, Erwartungshaltung, Vor- und Nachteile sowie positive und negative Erfahrung mit vorauseilenden Sicherungen.

1. GRUNDLAGEN

1.1 Literatúrauswertung

Eine große Anzahl von Veröffentlichungen beschreibt die Anwendung der vorauseilenden Sicherung projektspezifisch mit den Schwerpunkten geologische Verhältnisse und baupraktische Ausführung. Literatur, aus der Planungsparameter, Anforderungsprofil an die Sicherung, Dimensionierungsgrundsätze und Überwachungsmaßnahmen hervorgehen, gibt es nur spärlich. Eine der wenigen Ausnahmen bildet Lunardi (2000), der das Verfahren A.DE.CO.-RS umfassend sowohl von der Seite der Auslegung, Überwachung, Anpassung als auch der Ausführung publiziert hat.

Die vorauseilende Sicherung wird zumeist in nicht bis schwach bindigen Böden eingesetzt: Feinsande, Sande, Kiese, Hangschutt, Moränen, Felssturzmaterial, Tone, Schluffe und zersetzte Tonschiefer. Die Kohäsion liegt zwischen $c=0,00 \text{ MN/m}^2$ und $c=0,005 \text{ MN/m}^2$, der Reibungswinkel zwischen $\varphi=15^\circ$ und $\varphi=37,5^\circ$. Die Überlagerung ist in der Regel gering, einige wenige Meter bis zu ca. dem 2-fachen Tunneldurchmesser. Vereinzelt wird die vorauseilende Sicherung auch bei höheren Überlagerungen eingesetzt. Als Begründung für den Einsatz der vorauseilenden Sicherung wird hauptsächlich die Verminderung der Oberflächensetzung angegeben, gefolgt von der Stabilisierung der Ortsbrust. Weitere Begründungen sind allgemeiner Art wie: Verlängerung der Standzeit und Gewährleistung eines sicheren Vortriebs.

Bei der Dimensionierung und Auslegung der Sicherungsmaßnahmen beschränken sich die Ausführungen entweder auf den Nachweis der Einzelelemente (Möhrke (1999); John & Mattle (2002)) oder auf den Nachweis des Gebirgsverhaltens, ohne diese selbst diskret zu erfassen. In den Kontinuumsmodellen wird der Bereich der vorauseilenden Sicherung mit gegen-

über den reinen Gebirgsparametern erhöhten, ideellen Kennwerten angesetzt. Angewandt werden überwiegend 2-dimensionale (2D) Finite Element-Modelle, die nach nicht immer nachvollziehbaren Eckdaten kalibriert werden (Schikora & Ostermair (1992)). Bei Verwendung von 3D-Modellen wird der räumliche Spannungszustand im Vortriebsbereich realitätsnah erfasst und auch das Trag- und Verformungsverhalten der Ortsbrust analysiert (Wittke, Pierau & Erichsen (2002)). Schmettow & Fennker (2004) stellen unter Annahme eines Silomodells Überlegungen über die Länge des Hochdruckinjektionsschirms (HDI), dessen Einfluss auf die Standsicherheit der Ortsbrust und zu erforderlichen Stabilitätsnachweisen an.

Im Zuge des EUROCK 2004 & des 53. Geomechanik Kolloquiums (Schubert (2004)) in Salzburg wurde der Themenkomplex Ortsbruststabilität und vorausseilende Sicherung behandelt und der derzeitige „Stand der Technik“ dokumentiert: Einer Übersicht über die Methoden der vorausseilenden Sicherungen, deren Tragverhalten und Bewertungskriterien (Pöttler (2004)) und allgemeiner Aspekte der Ortsbruststabilität (Schubert & Schweiger (2004)) folgten methodenbezogene Ausführungen unterschiedlicher Arten der Voraussicherung. Helmberger & Lackner (2004) berichteten über den Einsatz von Vorausinjektionen, Spießen und Dielen im innerstädtischen Tunnelbau bei einem Lockergesteinvortriebs mit geringer Überdeckung in Theorie und Praxis. Kriterien zur Beurteilung der Zielerreichung und Möglichkeiten zur Anpassung von Rohrschirm und Spießen an die Bodenverhältnisse unter Berücksichtigung des Einflusses der Sicherungsmaßnahme auf die Vortriebsgeschwindigkeit und auf die Herstellkosten wurden anhand der Lockergesteinsvortriebe der Hochleistungsstrecke der Brennerbahn im Unterinntal abgeleitet (Holzleitner, Deisl, Holzer & Knapp (2004)). Baustellenberichte dokumentieren positive Erfahrungen mit Jet Grouting (Stadler & Pistauer (2004)), Vereisung bei der U-Bahn München (Bayer (2004)) und einem Rohrschirmeinsatz bei einem Tunnelvortrieb unter einem Eisenbahndamm (Ramspacher, Kohlböck, Plöderl, Wismayr & Friedel (2004)). Wesentlich ist der Beitrag von Volkmann (2004) im Hinblick auf den Abgleich von Theorie und Praxis sowie der messtechnischen Erfassung des Tragverhaltens von Rohrschirmen vor und hinter der Ortsbrust.

Die Literatursauswertung zeigt, dass eine weit gestreute Erfahrung beim Einsatz einer vorausseilenden Sicherung vorhanden ist und deren Anwendung oftmals durch subjektive oder wirtschaftliche Gesichtspunkte bestimmt wird. Fehlende Untersuchungen hinsichtlich des Tragverhaltens und/oder Überlegungen zur Wirkungsweise haben für die eingesetzten Stützmittel eine unwirtschaftliche Über- oder Unterdimensionierung, welche bis zum Verbruch führen kann, zur Folge. Durch das Fehlen von einheitlichen Standards (Anforderungskataloge, Dimensionierungsgrundsätze, Überwachungsmethoden) kommt es bei vergleichbaren geologischen Verhältnissen und Randbedingungen zu unterschiedlichen Auslegungen und Systemanwendungen.

1.2 Expertendiskussion

Um die unterschiedlichen Gesichtspunkte und Erfahrungen bei der Auslegung und Anwendung der vorausseilende Sicherung auf breiter Basis zu erfassen, wurde eine Diskussionen mit Vertretern von Planungsbüros, der Bauüberwachung und ausführender Firmen zu diesem Thema durchgeführt. Ausgangspunkt für die Diskussion waren die vier Fragen:

- Frage 1: Nach welchen Kriterien setzen Sie eine vorausseilende Sicherung ein?
- Frage 2: Welche vorausseilende Sicherung halten Sie für bestimmte Randbedingungen am wirkungsvollsten?
- Frage 3: Was erwarten Sie von der vorausseilenden Sicherung?
- Frage 4: Welche positiven / negativen Erfahrungen haben Sie mit vorausseilenden Sicherungen gemacht?

Teilweise wurde von den Diskussionspartnern umfangreiche Stellungnahmen und Anregungen ausgearbeitet. Diese wurden geringfügig redigiert und soweit wie möglich den vier Fragen zugeordnet. Die Antworten sind im Folgenden zusammengefasst. Sie sind teilweise widersprüchlich, unpräzise und von subjektiven Einschätzungen, Bedürfnissen und Erwartungen geprägt.

Frage 1: Nach welchen Kriterien setzen Sie eine vorausseilende Sicherung ein?

Planer und Bauüberwachung:

Vorausseilende Sicherungsmaßnahmen sind gemäß DIN 18312 (2002) ein Klassifizierungskriterium der Vortriebsklassen 6 und 7. Sie sind ein Hilfsmittel, um den Nachbruch von Gebirge nach dem Öffnen der Ortsbrust zu verhindern. Der Einsatz erfolgt durch Nachweis und Einschätzung der Standsicherheit der Ortsbrust und des temporär ungesicherten Abschnitts der Firste.

Wenn die Ergebnisse analytischer Untersuchungen auf Grund der prognostizierten geologischen Verhältnisse oder aber auf Grund der sonstigen Randbedingungen, wie z.B. seichte Überdeckung und/oder Anforderungen im Rahmen der Unterfahrung von schützenswerten Gütern ein Ausmaß von Ortsbrustsicherungsmaßnahmen bedingen, das im Vortrieb nicht mehr sinnvoll einsetzbar ist, dann wird zur Erhöhung der Ortsbrustsicherheit ein Rohrschirm vorgesehen.

Bei Maschinenvortrieben ist aus bauzeitlichen und Risikoabwägungen heraus eine vorausseilende Sicherung von der Geländeoberfläche aus zu bevorzugen.

Bauausführende Firmen:

Zunächst wird darauf geachtet, die vorausseilende Sicherung mit eigenem Personal ausführen zu können. Das bedeutet ein bevorzugtes Einsetzen der Sicherung mittels Spießen und Rohrschirmen. Die Auswahl der Systeme erfolgt nach wirtschaftlichen und trotzdem möglichst sicheren Gesichtspunkten, wobei folgende Kriterien bestimmend sind:

- geologische Verhältnisse (Sicherheit)
- topographische Verhältnisse (Überdeckung)
- Bebauung (Setzungsminderung)
- Wirtschaftlichkeit (Zeitplan/Kosten)

Darüber hinaus bestimmen sich die eingesetzten vorausseilenden Sicherungen in erster Linie nach Vortriebsklassen, die zumeist per Vertrag vorgegeben sind.

Eine vorausseilende Sicherung soll eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit des Tunnelvortriebs durch größere mögliche Abschlagslängen und höhere Ortsbruststabilität bei gleichzeitiger Vermeidung von kleinräumigen Teilausbruchsflächen bewirken. Der Aufwand einer Vorausseilung zur Vortriebsleistung muss in einem annehmbaren Verhältnis zueinander stehen. Ihr Einsatz darf zu keiner weiteren Destabilisierung oder Entfestigung des Bodens, Bohrwassers, Erschütterung oder Luftzufuhr beitragen.

Die vorausseilende Sicherung gewährleistet die Sicherheit des Vortriebspersonals.

Frage 2: Welche vorausseilende Sicherung halten Sie für bestimmte Randbedingungen am wirkungsvollsten?

Planer und Bauüberwachung:

In Abhängigkeit der Randbedingungen wird ein System, oftmals auch eine Kombination mehrerer Maßnahmen festgelegt. Diese Festlegung kann in Abhängigkeit von projektbezogenen Erfahrungen und Planungsphilosophien verschiedener Planer unterschiedlich ausfallen. Dies liegt darin begründet, dass Planungsarbeit eine geistig schöpferische Dienstleistung darstellt und dort, wo es kein vorgeschriebenes Regulativ gibt, eine entsprechende Vielfalt an individuellen Lösungen offen lässt.

Bauausführende Firmen:

Bei der Wahl der vorauseilenden Sicherung ist neben den technischen Gesichtspunkten auch das wirtschaftliche Ergebnis für die ausführende Firma von großer Bedeutung.

Ein wesentlicher Punkt für die Wahl der Maßnahme sind die hydrogeologischen Verhältnisse. Da erhöhter Wasserandrang immer Probleme im Vortrieb bringt, sind auch Wasserhaltungsmaßnahmen aus der Ortsbrust als Voraussicherungsmaßnahme zweckmäßig, um den Vortrieb zu optimieren.

Folgende Systeme kommen zum Einsatz:

- Spieße: Werden vorzugsweise unter nicht bebautem Gebiet, zur Sicherung des Arbeitsbereiches an der Ortsbrust angewandt. Hervorzuheben ist die schnelle Anpassbarkeit an sich ändernde Verhältnisse (Anzahl, Länge, Abstand).
- Rohrschirme: Sind unter bebautem Gebiet und geringer Überdeckung in allen Gebirgsarten einsetzbar.
- HDI-Säulen und HDBV: Finden ihren Einsatz unter bebautem Gebiet und bei geringer Überdeckung bei nicht bindigen Sanden und Kiesen.
- Stahldielen-Getriebedielen: Kommen bei kleinen bis mittleren Querschnitten in wenig kohäsiven Lockergesteinen zur Anwendung.
- Ortsbrustanker: Werden in druckhaftem Gebirge bei Vollausschub eingesetzt.
- Injektionen: Werden zur punktuellen Baugründertüchtigung einzelner Sand- und Kieslinien eingesetzt, vor allem bei geringer Überlagerung von der Oberfläche aus.
- Vereisung: Kommt vorzugsweise bei Querungen von Flüssen und Tunnel im Grundwasser zur Anwendung.

Frage 3: Was erwarten Sie von der vorauseilenden Sicherung?

Planer und Bauüberwachung:

Durch die vorauseilende Sicherung wird eine Stabilisierung der offenen Abschlagslaibung sowie der Ortsbrust erwartet. Weiters soll die Vorausmaßnahme eine Verbesserung der Boden-/Untergrundverhältnisse, eine Erhöhung der Vortriebsleistung, eine Verhinderung / Minimierung von Schäden an angrenzenden Gebäuden durch Setzungsminderung, eine Stabilisierung von lokalen Störungen sowie eine Vermeidung von Überprofil und dadurch bedingten eventuellen Nachtragsforderungen bewirken.

Bauausführende Firmen:

In erster Linie wird durch die Maßnahmen eine Erhöhung der Sicherheit der Vortriebsmannschaft beim Öffnen der Ortsbrust und Erstsicherung, eine Vermeidung geringfügiger geologisch bedingter Nachbrüche und der damit einhergehenden Profilbeeinflussung, eine Vermeidung von Nachbrüchen bzw. einer möglichen Nachbruchentwicklung sowie eine Entlastung der Ortsbrust erwartet.

Als Nebenwirkung ergeben sich eine Entwässerung des Ausbruchsbereiches vor der Ortsbrust, eine Stützmittelreduzierung hinter der Ortsbrust sowie die Erfahrung beim Einbringen der vorauseilenden Sicherung als Mittel der Vorerkundung.

Frage 4a: Welche positiven Erfahrungen haben Sie mit vorauseilenden Sicherungen gemacht?

Planer und Bauüberwachung:

Bei einer fachgerechten Planung und Ausführung ist ein Vortrieb auch bei schwierigen geologischen Verhältnissen und vor allem im innerstädtischen Bereichen mit geringer Überdeckung auch bei dynamischen Lasten sicher möglich. Eine standsichere Ortsbrust und stand-sichere Auflager der Außenschale sind jedoch Voraussetzung für den wirkungsvollen Einsatz der Voraussicherung.

Bauausführende Firmen:

Ohne den Einsatz von vorauseilenden Sicherungsmitteln wären viele erfolgreich aufgefahrne oberflächennahe Tunnel der Neubaustrecken der DB AG (NBS Köln – Rhein/Main, NBS Nürnberg – Ingolstadt) sowie innerstädtische U-Bahnen nicht zu realisieren gewesen.

Eine Auffahrung eines Tunnels, insbesondere von schwierigen Gebirgsabschnitten, unter einer bereits vorab eingebrachten temporären Sicherung, bewirkt sowohl aus bau-, als auch aus sicherheitstechnischen Belangen eine erhebliche Verbesserung des Gesamtzustandes. Der Einbau von Rohrschirmen gibt der Vortriebsmannschaft eine große, subjektive Sicherheit.

Frage 4b: Welche negativen Erfahrungen haben Sie mit vorauseilenden Sicherungen gemacht?

Planer und Bauüberwachung:

Als nachteilig wird vor allem bei Spießern der Nachbruch des Gebirges bis zur vorauseilenden Sicherung angesehen. Damit verbunden ist ein erhebliches Überprofil – der Sägezahn- ausbruch – und ein entsprechender Mehrverbrauch an Spritzbeton.

Bei Injektionsverfahren besteht bei geringer Überdeckung das Risiko von Injektionsgutaustritten, damit Beschädigungen oder Auffüllen von Einbauten oder Bebauungen sowie ein hohes Risiko von Oberflächenhebungen. Bei HDBV-Schirmen kommt noch das Risiko von Abweichungen von der Sollage bei längeren Pfählen hinzu, was Lücken im gewählten Sicherungssystem bedeutet und diese oft zu spät erkannt werden.

Bauausführende Firmen:

Immer wieder wird den einzelnen Sicherungsmitteln zuviel zugemutet bzw. werden die technischen Grenzen der technischen Machbarkeit ausgelotet. Oft werden aber auch mangels an Erfahrung Sicherungsmittel nach dem Motto „Irgendetwas wird schon passen“ oder „Das Beste ist gerade gut genug“ ausgeschrieben. Kostenerhöhungen und Vertragsstreitigkeiten sind durch diese Vorgangsweise nahezu vorprogrammiert.

Nur ein detailliertes Wissen über alle technischen Möglichkeiten, die zutreffenden Einbaubedingungen und die Wirkungsweise mit den anstehenden geologischen Verhältnissen können zu einem guten Gesamtergebnis führen.

2. NUMERISCHE VERGLEICHSTUDIEN

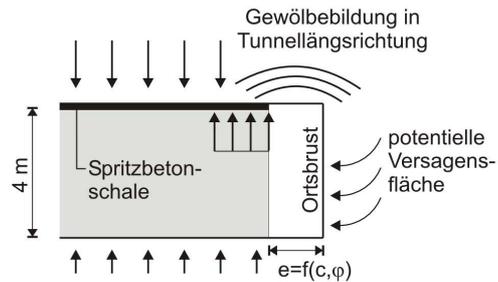
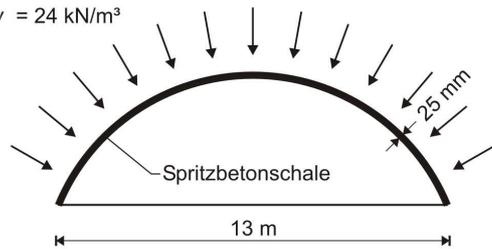
Das Spannungs- Dehnungsverhalten im ortsbrustnahen Bereich ist ausgeprägt 3-dimensional. Zudem wird durch die Voraussicherung ein sich vom Boden wesentlich unterscheidender Werkstoff in das Tragsystem eingebracht. Die Unterschiede betreffen die Festigkeit, das Verformungs- und das Bruchverhalten. Das daraus resultierende komplexe Trag- und Verformungsverhalten kann realitätsnah nur mit nichtlinearen 3D-Berechnungen erfasst werden. Aus diesem Grund werden in den folgenden Abschnitten die Ergebnisse elastischer und plastischer numerischer Simulationen, unter Ansatz verschiedener Voraussicherungsmethoden, gegenübergestellt und diskutiert.

Die HDI Schirme tragen die Last je nach Ausbildung in Tunnellängsrichtung und/oder -quer- richtung ab. Der Einfluss des Vortriebs eilt noch weiter der Ortsbrust voraus als bei einem Vortrieb ohne Voraussicherung. Zur Veranschaulichung des komplexen Tragverhaltens unterschiedlicher Ausführungen des HDI-Schirms wurden 3D-Berechnungen eines Kalotten- vortriebs vorgenommen (Bild 1). Die vorauseilende Sicherung wurde dabei diskret modelliert. Untersucht wurde das Tragverhalten ohne vorauseilende Sicherung sowie einer vorausei- lenden Sicherung mittels aufgelöstem und geschlossenem HDI-Schirm (Mann an Mann lie- gende Horizontalsäulen).

Auch in den Simulationen, die die Wirkung der Ortsbrustanker und Spieße untersuchten, wurden die einzelnen Stützelemente diskret modelliert. Das Ziel dieser Simulationen war es, die Wirkung der eingesetzten Stützmittel auf Setzungen zu untersuchen. Die einzelnen Anker und Spieße konnten sowohl Normal-, Quer- als auch Biegemomente aufnehmen. Trotz des geringen Bewehrungsgrades im Gebirge bewirkten die Stützmittel eine setzungsreduzierende und stabilitätserhöhende Wirkung.

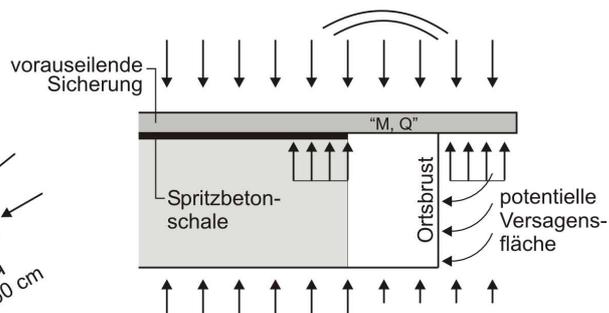
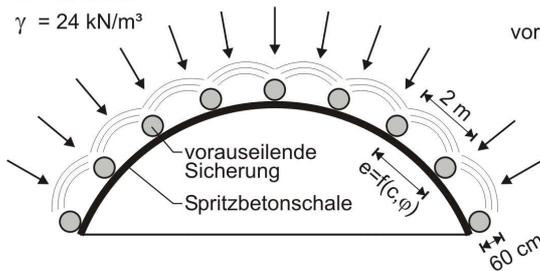
MODELL A

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$



MODELL B

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$



MODELL C

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$

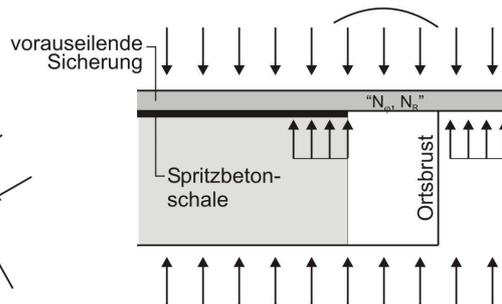
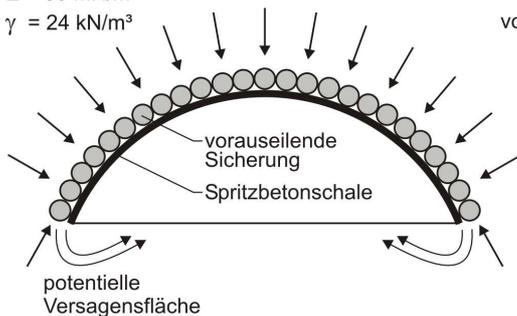


Bild 1: Untersuchte Modelle
 Figure 1: Analysed models

2.1 Beschreibung der numerischen Modelle

2.1.1 HDI-Schirme

Für die mit dem Programmsystem ABAQUS durchgeführten Berechnungen wurde ein Kalottenvortrieb für einen 2-gleisigen Eisenbahntunnel der Deutschen Bahn verwendet (Pöttler (2004)). Die Überlagerung beträgt 20 m, die Kalottenhöhe 4,0 m, die Spannweite der Kalotte 13 m. Die Spritzbetonstärke wurde mit 0,25 m berücksichtigt, der Elastizitätsmodul des Bo-

dens mit 50 MPa und die Querdehnzahl mit $\nu = 0,25$. Es wurden elastische und plastische Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse der elastischen Berechnung sind repräsentativ, wenn es zu untergeordneten Bruchzonen im Boden kommt: Der Einbau von sehr steifen Voraussicherungsmaßnahmen, wie sie die HDI-Schirme darstellen, gewährleistet, dass dieser auch große Lastanteile bei der Lastabtragung übernimmt und so den Boden stark entlastet. Die Ausdehnung der sich ausbildenden Bruchzonen ist gering. Eine Abschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens mit elastischen Berechnungen ist gerechtfertigt. Treten große Bruchzonen auf, die in weiterer Folge zu wesentlichen Lastumlagerungen und zu größeren Verformungen führen, kann eine elastische Berechnung nicht mehr zur Beurteilung der Standsicherheit und des Tragverhaltens des Tunnels herangezogen werden. Dies gilt besonders für die Berechnungen, die als Referenzberechnung unter der Annahme Tunnelvortrieb ohne Voraussicherung durchgeführt werden.

Dem Spritzbeton wurde ein ideeller Elastizitätsmodul zugewiesen, der die Festigkeitsentwicklung sowie Kriechen, Relaxation und Schwinden des jungen Spritzbetons berücksichtigt (Pöttler (1990); John, Mattle & Zoidl (2003)).

2.1.2 Spieße und Ortsbrustanker

Die Berechnungen wurden mit dem Programm FLAC^{3D} durchgeführt. Zur Ermittlung des Grenzwertes der Bodenfestigkeit, ob die Anordnung einer vorauseilenden Sicherung zur Gewährleistung der Stabilität notwendig ist, wurden die Materialparameter des Baugrundes solange gesenkt, bis nahezu ein Verbruch der Ortsbrust eintrat (c/φ -Reduktion). Mit diesen Parametern wurde einerseits eine elastische Vergleichsrechnung gemacht und andererseits die Wirkungsweise von Ortsbrustankern und Spießern untersucht.

Für die Berechnungen wurde ein Kalottenquerschnitt verwendet, der zu einem zweigleisigen Eisenbahntunnel bzw. zweisepurigen Autobahntunnel ausgebaut werden kann. Die Überlagerung betrug 35 m über der Firse. Für die Simulation des Baugrundes wurde das Materialgesetz Strain Softening verwendet. Als elastische Parameter wurden der Elastizitätsmodul mit 300 MPa und die Querdehnzahl mit 0,25 definiert. Die plastischen Parameter Kohäsion und Reibungswinkel wurden bei einem Seitendruckbeiwert von 0,5 unter der oben beschriebenen Vorgehensweise mit $c = 0,038 \text{ MN/m}^2$ ($c_{\text{Rest}} = 0,018 \text{ MN/m}^2$) und $\varphi = 25^\circ$ ($\varphi_{\text{Rest}} = 20^\circ$) bestimmt. Der Spritzbeton wurde unter der Annahme, dass ein Abschlag 6 h dauert, mit dem Materialgesetz Mohr Coulomb zeitabhängig nach den Untersuchungen von Müller (2001) modelliert. In der gewählten Modellierung wurde sowohl die Festigkeit als auch Kriechen und Schwinden im Elastizitätsmodul zeitabhängig berücksichtigt.

2.2 Spannungs- und Verformungsverhalten ohne vorauseilende Sicherung

2.2.1 Geotechnisches Vergleichsmodell für HDI-Schirme

Die Verformungswerte für elastische Berechnung sind in Bild 2 dargestellt. Insgesamt treten 71 mm Setzung auf, davon ca. 45 % vor der Ortsbrust. Im ortsbrustnahen Bereich bildet sich ein Gebirgsgewölbe in Tunnellängsrichtung aus, welches einerseits auf dem aufgefahrenen Tunnel mit Ausbau, andererseits auf dem Ortsbrustbereich auflagert. Die Spannweite dieses Gewölbes ist bei ungünstigen Bodenparametern gering, damit ist auch die zulässige Abschlagslänge begrenzt. Der Ausbau (Spritzbetonschale) übernimmt 45 % der Gesamtauflast, 55% der Auflast werden vom Gebirge abgetragen. Die maximale Spannung in der Spritzbetonschale beträgt -19 MN/m^2 . Kritische Komponenten im Hinblick auf ein Gesamtversagen des Systems sind die Stabilität der Ortsbrust und das Tragvermögen der Spritzbetonschale. Versagt eines dieser Elemente, ist mit einem Gesamtversagen des Tunnels zu rechnen.

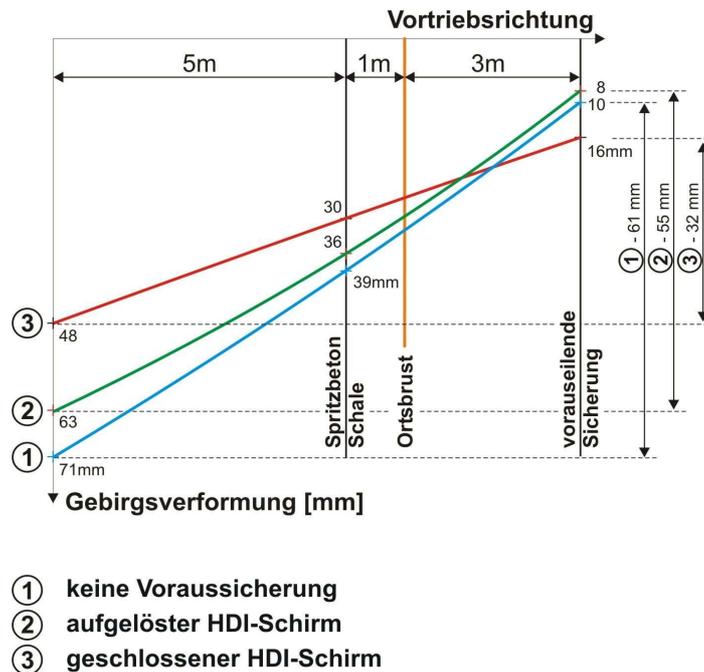


Bild 2: Firstsetzung (elastische Berechnung)
 Figure 2: Crown settlement (elastic calculation)

2.2.2 Umlagerungsverhalten im elastischen und plastischen Berechnungsfall

Bei den Berechnungen, die mit dem Programm FLAC^{3D} durchgeführt wurden, wurde die Simulation ohne Stützmittel sowohl elastisch als auch plastisch durchgeführt. Durch die Wahl der Bodenkennwerte (c/ϕ wurden so klein klein, dass eine Stabilität des Tunnels ohne Voraussicherung gerade noch gegeben ist) ist der Unterschied zwischen elastischer und plastischer Berechnung äußerst groß.

In der in Bild 3 links als Funktion der Ortsbrustentfernung dargestellten Setzungslinie der elastischen Berechnungen beträgt der Gesamtsetzungsbetrag im Firstniveau ca. 3 cm. Die Verteilung der Verschiebungen auf den Bereich vor und hinter der Ortsbrust entspricht dabei den von Steindorfer (1998) beschriebenen Werten. In etwa 40 % der Verschiebungen geschehen vor der Ortsbrust und der Rest nach dem Ortsbrustdurchgang. Die Ergebnisse der plastischen Berechnung (Bild 3 rechts) zeigen deutlich höhere Verschiebungswerte. Die Gesamtverschiebung im Firstbereich beträgt in dieser Berechnung mit ca. 73 cm nahezu das 30-ig fache der elastischen Berechnung. Dabei entfällt der überwiegende Teil (60 cm) auf den Bereich vor der Ortsbrust. Dies entspricht in etwa 82 % der Gesamtverschiebung. Der Vergleich mit den Inclinometermessungen im Firstniveau während eines Rohrschirmvortriebs (Volkmann (2004)) zeigen, dass diese Werte vergleichbar sind und diese Modelle für weitere Studien verwendet werden sollten.

Der Grund für diesen drastischen Anstieg der Verschiebungen vor der Ortsbrust ist der in Bild 4 dargestellte, durch die Überbeanspruchung des Materials entstehende Verlauf der Spannungen. Das Bild 4 zeigt die drei Spannungskomponenten (vertikal, längs und quer zur Tunnelachse) auf einer Linie knapp über der Firste. Der Bereich nahe bei der Ortsbrust wird durch die beim Tunnelvortrieb verursachte Spannungsumlagerung überbeansprucht. Diese Überbeanspruchung verursacht eine Ausdehnung des Spannungsumlagerungsbereiches. Erst ab einer Entfernung von ca. 18 m vor der Ortsbrust ist der Baugrund nicht mehr überbeansprucht.

Die Randbedingung, dass an der Ortsbrust die Längsspannung nahezu Null wird, in Kombination mit dem Bruchgesetz Mohr-Coulomb lässt den bis zur Ortsbrust ansteigenden Vertikalspannungszustand der elastischen Berechnung nicht zu, da dadurch die Bruchgerade überschritten würde (Feder, 1976). Die übertragbare maximale Hauptnormalspannung wird in diesem Fall von der minimalen Hauptnormalspannung und der Bruchbedingung bestimmt. Erst der Anstieg der minimalen Hauptnormalspannung, die nahe der Ortsbrust in etwa der Längsspannung entspricht, lässt auch eine Erhöhung der übertragbaren maximalen Hauptnormalspannungen, die in diesem Fall annähernd sowohl der Vertikal- als auch der Querspannung entspricht, zu. Ab einer Entfernung von 12 m vor der Ortsbrust beginnt sich der Wert der Querspannung im Vergleich zur maximal möglichen zu reduzieren. Bis zu diesem Punkt vor der Ortsbrust ist demnach das Material zu 100 % ausgelastet. Sollte es zu einer weiteren Belastung kommen, kann die Umlagerung der Belastung nur außerhalb dieses Bereiches stattfinden.

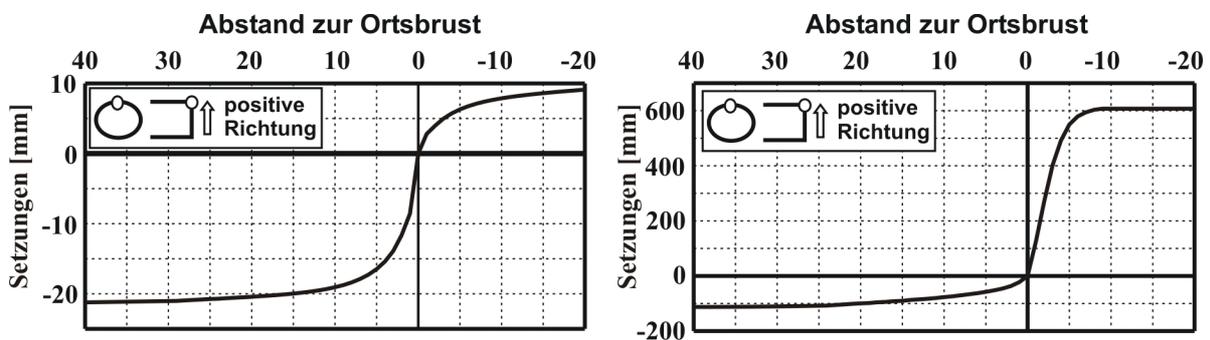


Bild 3: Zeit-Setzungslinie mit elastischem und plastischem Materialverhalten
 Figure 3: Comparison of the resulting time settlement line with elastic or plastic laws for the material

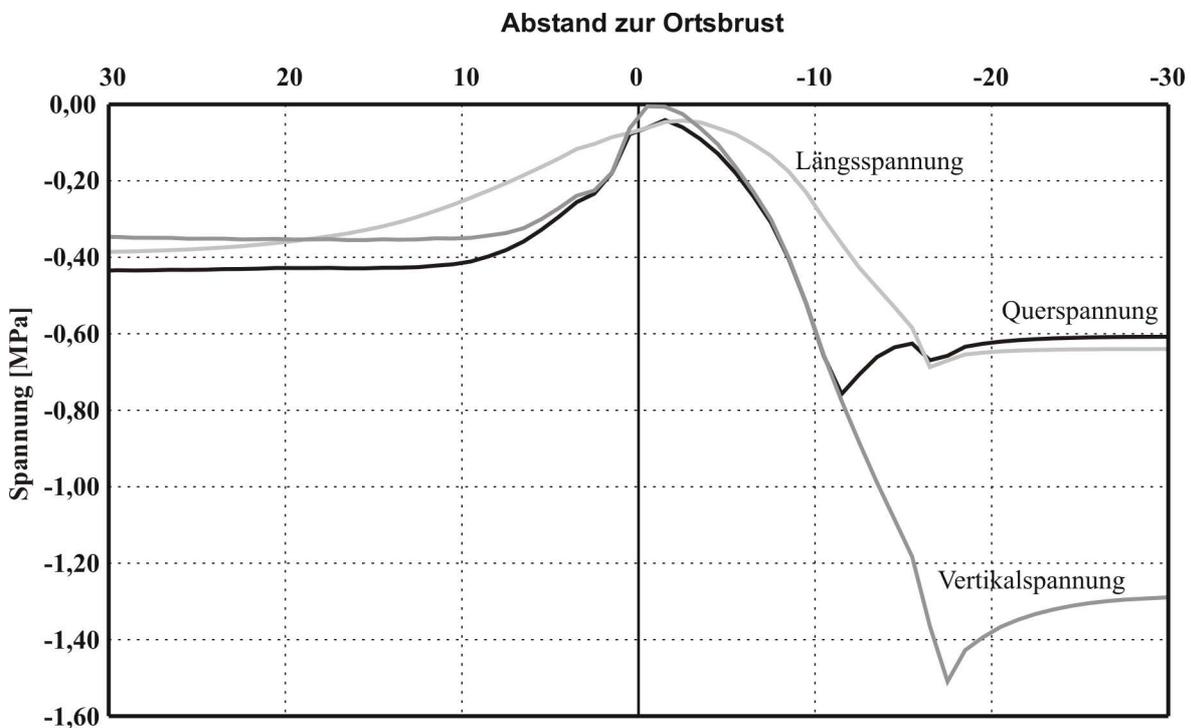


Bild 4: Spannungsverlauf mit dem plastischen Ansatz
 Figure 4: Distribution of stress components calculated with the plastic assumption

2.3 Spannungs- und Verformungsverhalten mit vorauseilender Sicherung

2.3.1 HDI-Schirme

Beim aufgelösten HDI-Schirm werden die HDI-Säulen mit Durchmesser D im Abstand von $2 - 3 D$ eingebracht (Schikora & Ostermeier (1992)). Dadurch wird die Lastabtragung in Tunnelängsrichtung verstärkt, wodurch auch die Abschlagslänge vergrößert werden kann. Der Abstand der einzelnen Elemente ist so zu wählen, dass sich zwischen den Säulen ein Gewölbe ausbilden kann, welches auch verhindert, dass das Material dazwischen ausfließt (Joham (2002)). Für die Berechnung des Abstandes als Funktion der Bodenkennwerte Kohäsion und Reibungswinkel können die Ansätze zur Bestimmung der lichten Abstände einer aufgelösten Bohrpfahlwand verwendet werden (Toth (1978)). Kritische Elemente im Hinblick auf die Stabilität des Tunnelvortriebs sind die Standsicherheit der Ortsbrust und die Tragkraft der HDI-Säulen.

Wesentliche Spannungsanteile übernimmt der aufgelöste HDI-Schirm beim Kalottenausbruch, der geschlossene HDI-Schirm übernimmt diese Anteile auch im Endzustand. Der Anteil der vom aufgelösten HDI-Schirm übernommenen Auflast beträgt 56 % und 79 % beim geschlossenen HDI-Schirm. In gleicher Weise wird das Gebirge entlastet. In Bild 5 ist die Vertikalspannung des Gebirges in der Firste unmittelbar über der vorauseilenden Sicherung dargestellt. Im Vergleich zum Tunnelvortrieb ohne vorauseilende Sicherung tritt bei Anordnung eines aufgelösten HDI-Schirms eine Vergrößerung der Spannweite des Traggewölbes in Tunnelängsrichtung auf und damit eine Entlastung im unmittelbaren Ortsbrustbereich. Bei Anordnung eines geschlossenen HDI-Schirms kommt es nur mehr zur untergeordneten Ausbildung eines Längsgewölbes im Boden.

Ein geschlossener HDI-Schirm stellt ein zusätzliches, vor der Ortsbrust eingebrachtes Gewölbe dar. Dadurch wird die vorauseilende Horizontal- und Vertikalverformung wesentlich behindert, und es kommt zu einer untergeordneten Vorentspannung des Gesamtsystems. Der steife Ausbau des HDI-Gewölbes zieht die Gebirgslasten an.

Beim Einbau eines geschlossenen HDI-Schirms übernimmt dieser nicht nur im Bauzustand Auffahren der Kalotte, sondern auch im Endzustand einen wesentlichen Anteil der Lasten aus dem Gebirge (Bild 5). Dies erklärt sich, da ein zusätzlicher zur Spritzbetonschale wirkender Ausbau in Tunnelquerrichtung vorhanden ist, der ab dem Einbauzeitpunkt mit jedem folgenden Abschlag bereits Spannungen aufnimmt. Beim aufgelösten HDI-Schirm ist diese Wirkung durch die nicht vorhandene kraftschlüssige Verbindung der Einzelelemente in Ringrichtung nicht gegeben.

Zur qualitativen Abschätzung, welche Lasten auf die Einzelelemente beim aufgelösten HDI-Schirm wirken, wurde die Differenzspannung der Vertikalspannungen unterhalb und oberhalb des Schirms ermittelt und in Bild 6 dargestellt. Der Betrachtung liegen die elastischen Spannungen zugrunde. Unter Berücksichtigung der Bodenfestigkeit können Brucherscheinungen auftreten, die Umlagerungseffekte zur Folge haben, die im wesentlichen zu einem Abbau der Spannungsspitzen im Boden und einer zusätzlichen Belastung des Ausbaus und der ausbruchfernen Bereiche führen. Auffallend ist die nach oben wirkende Resultierende vor dem unmittelbaren Ortsbrustbereich (John & Mattle (2002)). Dies ist ein Indiz, dass durch den hier gewählten Ausbau der unmittelbare Ortsbrustbereich entlastet wird.

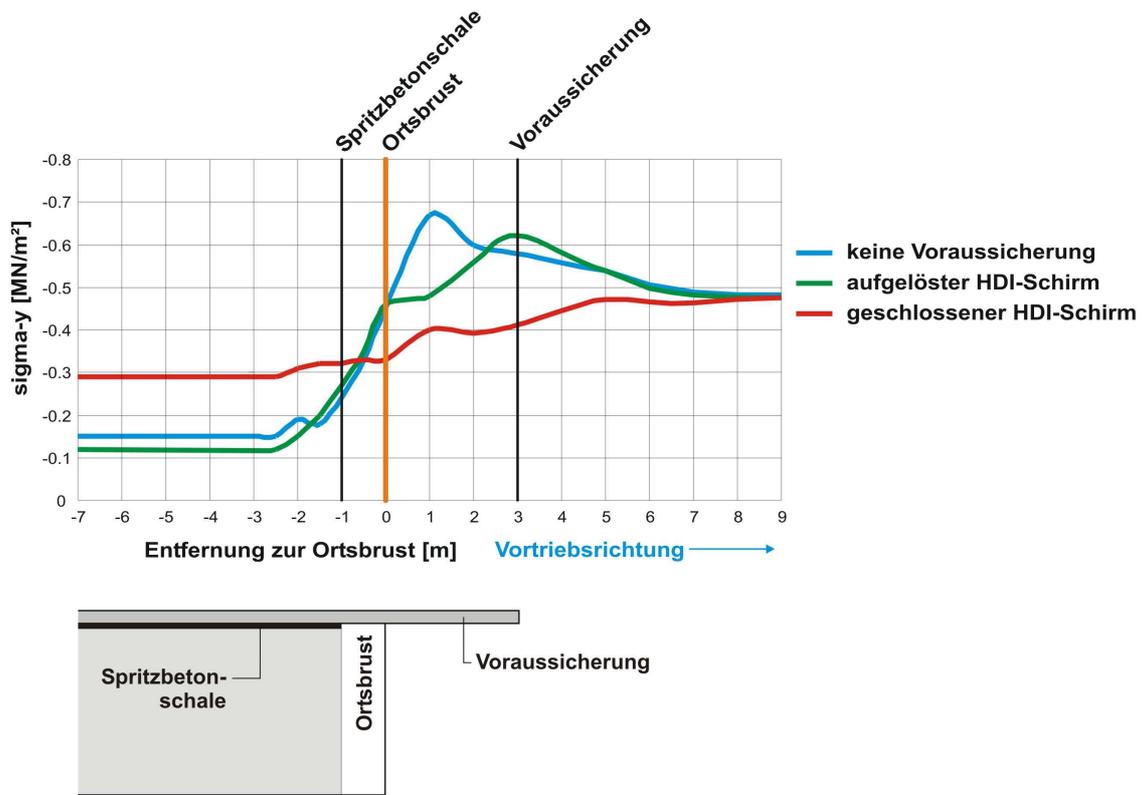


Bild 5: Vertikalspannungen im Gebirge (elastische Berechnung)
 Figure 5: Vertical linear stress (elastic calculation)

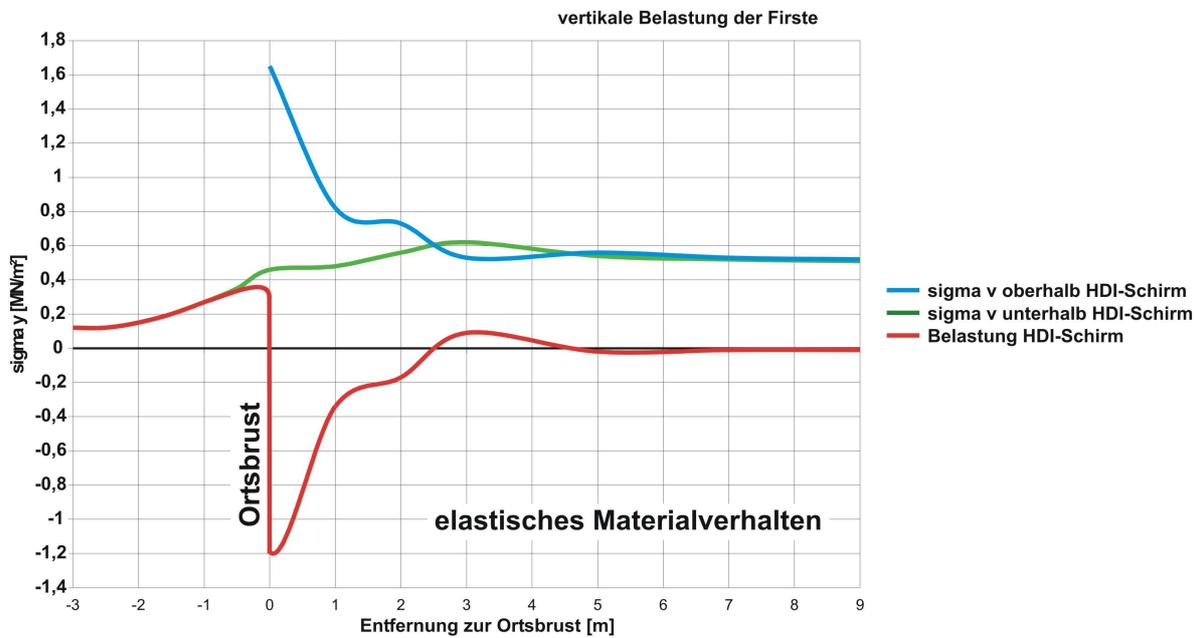


Bild 6: Wirksame Spannungen auf den Ausbau (elastisch)
 Figure 6: Effective stresses acting on the support (elastic)

Beispielhaft wurde das Tragverhalten unter Einsatz eines geschlossenen HDI-Schirms unter Berücksichtigung des Bruchverhaltens des Gebirges untersucht. Die Ergebnisse sind in Bild 7 dargestellt. Es kommt es zu einer Lastumlagerung in Vortriebsrichtung. Der HDI-Schirm wirkt auch weit vor der Ortsbrust entlastend, das Maximum der Spannungen im Boden tritt vor dem HDI-Schirm auf.

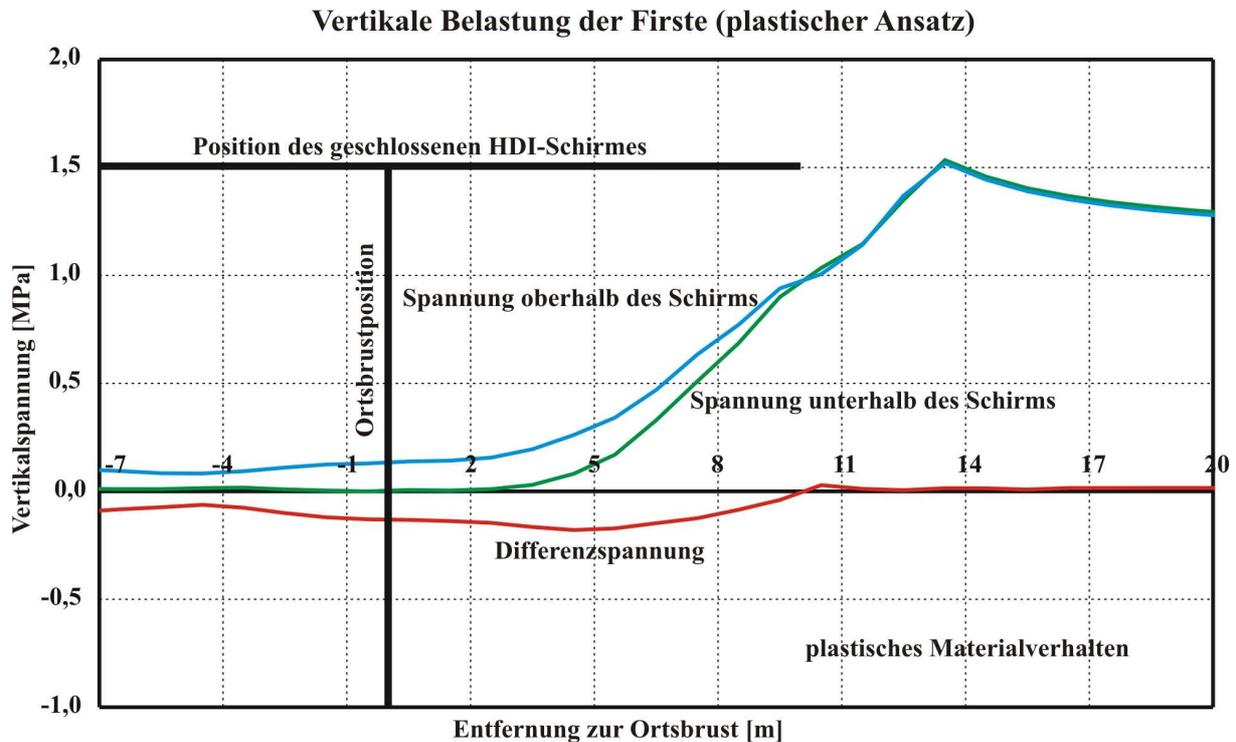


Bild 7: Geschlossener HDI-Schirm: Wirksame Spannungen auf den Ausbau (plastisch)
 Figure 7: Jet-grouting umbrella with overlapping horizontal columns: effective stresses action on the support (plastic)

Bei Einbau eines geschlossenen HDI-Schirms tritt bei genügender Überlappung und Länge der Voraussicherung über den Ortsbrustbereich hinaus eine Entlastung der Ortsbrust auf. Ob es auch bei der Anwendung eines aufgelösten HDI-Schirms zu einer Entlastung der Ortsbrust kommt, hängt im wesentlichen von den Steifigkeitsverhältnissen Boden – Ausbau – Voraussicherung und den Festigkeitsparametern des Bodens ab. Bei ungünstigen Steifigkeitsverhältnissen und geometrischen Randbedingungen (kurze Voraussicherung) kann es jedoch zu einer zusätzlichen Belastung der Ortsbrust, gemessen an dem Fall ohne Voraussicherung, kommen. Die Stabilität der Ortsbrust muss in diesem Fall zusätzlich mit Ortsbrustankern gesichert werden. Die Länge der Anker ist dabei so zu wählen, dass diese eine potentielle Gleitfläche blockieren. In Bild 8 sind die Vergleichspannungen in der Tunnelachse dargestellt. Deutlich ist die gegenüber dem Vortrieb ohne voraussiehende Sicherung und dem Vortrieb mit vollständigem Schirm sehr hohe Beanspruchung des Gebirges im Bereich des Auflagers des aufgelösten Schirms erkennbar. Zwischen den Auflagern der Einzel-elemente entspricht die Gebirgsbeanspruchung etwa der bei einem Vortrieb ohne Voraussicherung.

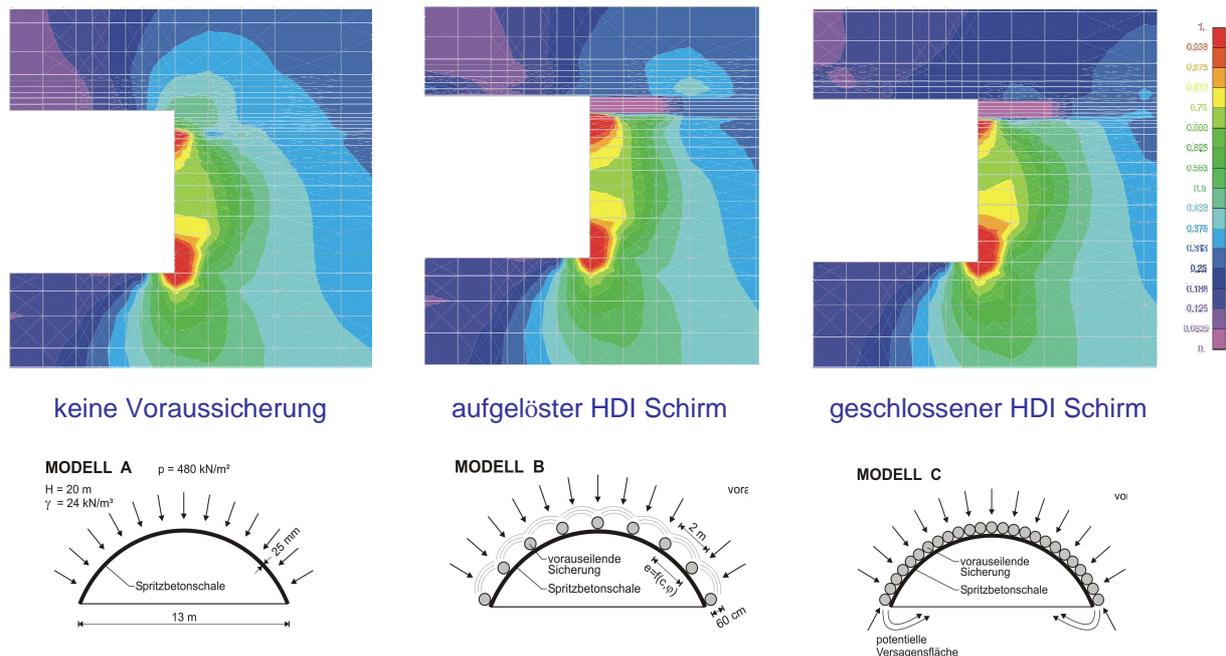


Bild 8: Beanspruchung des Gebirges in Tunnelachse
Figure 8: Degree of mobilization of the rock mass in the tunnel axis

Die Tragfähigkeit eines geschlossenen HDI-Schirms wird in der Regel durch die Kapazität der Lastaufnahme im Bereich der Kalottenfüße begrenzt. Dies ist qualitativ in Bild 9 dargestellt. Mit abnehmender Steifigkeit des Baugrunds wird das Tonnengewölbe der voraussieilenden Sicherung immer mehr Last übernehmen, und der Boden als lastabtragende Komponente wird entlastet. Mit abnehmender Steifigkeit des Bodens reduzieren sich auch die Festigkeitsparameter und damit die aufnehmbare Last am Kalottenfußauflager. Durch diese beiden gegenläufigen Einflüsse ergibt sich, dass ab einer Grenzsteifigkeit des Bodens eine weitere Verstärkung der voraussieilenden Sicherung keine positive Wirkung auf das Gesamttragverhalten hat, da der das Tragverhalten bestimmende Parameter die aufnehmbare Kraft im Bereich der Kalottensohle ist. In dem in Bild 9 als „Bereich 1“ bezeichneten Steifigkeitsbereich des Bodens kann demnach nur durch Änderung der Baumethode, z.B. dem Anordnen von schräg nach unten gerichteten Kalottenfußpfählen oder eines Kalottensohlengewölbes die Beanspruchung des Bodens weiter verringert werden.

Die Übernahme großer Lastanteile durch den HDI-Schirm führt bei schlechten Gebirgsverhältnissen zu Problemen beim Strossenabbau durch das Unterfahren eines hoch beanspruchten Auflagers und Einleitung hoher Lasten ins Gebirge unmittelbar neben der nicht gesicherten Ausbruchslaibung. Abhängig von der Zielsetzung, die mit der voraussieilenden Sicherung erreicht werden soll, kann es - wenn es nur um den Schutz im Bereich der Ortsbrust geht - sinnvoll sein, anstelle eines geschlossenen HDI-Schirms nur einen aufgelösten anzuordnen.

Die Beanspruchung der Elemente der Voraussicherung erfolgt beim aufgelösten HDI-Schirm überwiegend durch Momente und Querkräfte, beim geschlossenen HDI-Schirm durch Membranschnittkräfte, einer statisch wesentlich günstigeren Beanspruchungsart. Die Biegesteifigkeit der Einzelelemente ist dabei von untergeordneter Bedeutung.

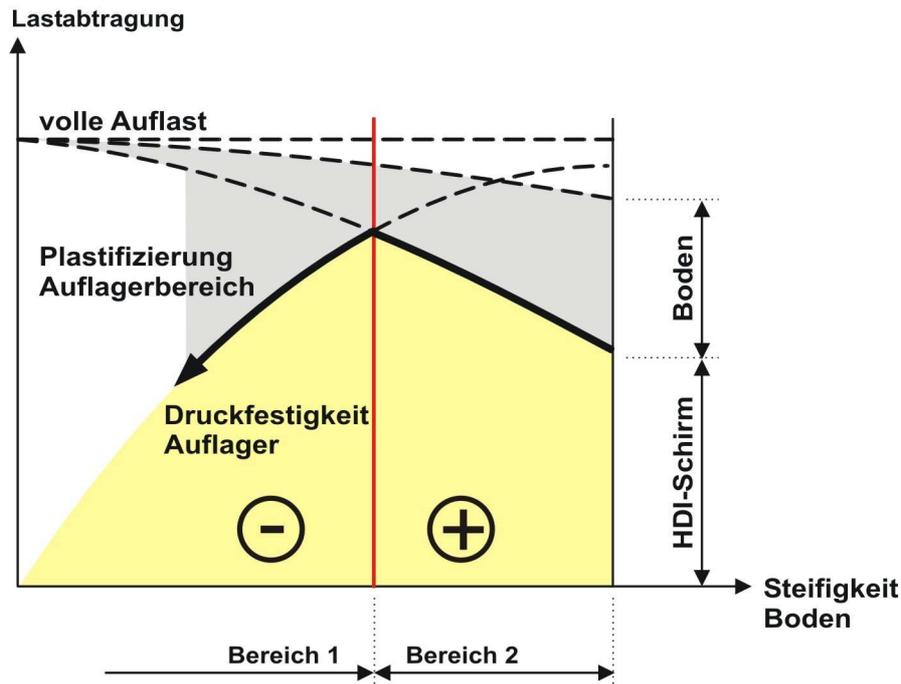


Bild 9: Verteilung der Lastabtragung Boden – HDI-Schirm und Tragfähigkeit des Auflagers

Figure 9: Load distribution between ground and get-grouting umbrella and load-bearing capacity of the abutment

Die Beanspruchung der Spritzbetonschale verringert sich von 14 MN/m² beim aufgelösten HDI-Schirm auf 1,5 MN/m² beim geschlossenen HDI-Schirm gegenüber 22 MN/m² für den Fall ohne Voraussicherung.

Der Absolutwert der Vertikalverformung beträgt beim geschlossenen HDI-Schirm nur rd. 50 % der Verformung ohne Voraussicherung (Bild 2), während die vorauseilende Vertikalverformung in Tunnellängsrichtung größer ist. Dies ist auf die besonders bei diesem Tragsystem große Verstärkung der Lastabtragung in Tunnellängsrichtung zurückzuführen.

Umfangreiche Messungen beim Birgltunnel und Trojanetunnel (Volkmann (2003); Volkmann, Button, Schubert (2003); Likar, Volkmann & Button (2004)) zur Erfassung der Verformung vor und hinter der Ortsbrust werden in weiterer Folge dazu dienen, das Trag- und Verformungsverhalten von Ortsbrust, Boden und vorauseilender Sicherung besser verstehen zu können und darauf aufbauend realitätsnahe 3D numerische Untersuchungen durchzuführen (Volkmann(2004)). Damit kann dann eine belastbare Prognose über das Trag- und Verformungsverhalten abgegeben werden, ein Messkonzept entwickelt und die Messwerte (Ist) mit den Sollwerten (Prognose) verglichen werden.

2.3.2 Ortsbrustanker

Die großen Verschiebungsbeträge, die bei der Berechnung ohne Stützmittel vor der Ortsbrust eingetreten sind und mit der Überbeanspruchung des Gebirges zu begründen waren, legen den Schluss nahe, dass eine Erhöhung der minimalen Hauptnormalspannung (Längsspannung vor der Ortsbrust) den Spannungsumlagerungsprozess und den damit verbundenen Verschiebungsprozess positiv beeinflusst.

Das am öftesten angewendete Stützmittel vor der Ortsbrust ist der Ortsbrustanker. Aus diesem Grund wurden im Kalottenquerschnitt 16 Ortsbrustanker modelliert. Die dadurch verursachte schnellere Erhöhung der Längsspannung, die zu einer Erhöhung der vertikalen Spannungen führte, reduzierte die berechneten Verschiebungen vor der Ortsbrust um ca. 62 % der vor der Ortsbrust ungestützt berechneten Setzungswerte. Dies ist auch in Bild 10 zu sehen, in dem die berechneten Verschiebungen, die durch den Aushub eines Abschlages verursacht werden, jenen gegenübergestellt werden, die bei einem Vortrieb gemessen wurden. Der mit Referenz bezeichnete Fall entspricht den Verschiebungen, die durch einen Abschlag verursacht werden, ohne dass Stützmittel vor der Ortsbrust eingesetzt wurden. Die deutliche Senkung der Verschiebungswerte für die Fälle, in denen entweder nur Spieße oder nur Ortsbrustanker eingesetzt werden, verdeutlicht den großen Einfluss dieser Stützmittel auf das Setzungsverhalten. Der Vergleich zu den gemessenen Werten zeigt, dass sowohl die Position der Setzungsmaxima im Bezug auf die Ortsbrust als auch die Absolutbeträge der Setzungen gut übereinstimmen. Dies beweist, dass die Umsetzung des geotechnischen Modells unter Berücksichtigung der plastischen Baugrundeigenschaften zu einer wirklichkeitsnahen Modellierung führen kann.

Die Verschiebungen und die damit verbundene Spannungumlagerung werden auch hinter der Ortsbrust durch den Einsatz von Ortsbrustankern positiv beeinflusst. Die Erhöhung der Längsspannung vor der Ortsbrust verursacht einen kleineren überbeanspruchten Bereich. Die eingebauten Stützmittel hinter der Ortsbrust verhindern eine weitere Ausbreitung des überbeanspruchten Bereiches, wodurch das Gebirge im Vergleich zur Referenzrechnung ohne Stützmittel in beiden Bereichen mehr Spannungen aufnehmen kann. Die Kombination dieser Effekte bewirkt eine Reduktion der Spannungen in der Spritzbetonschale. Dies erklärt sich auch dadurch, dass die Setzungen hinter der Ortsbrust um ca. 65 % der Werte der Referenzrechnung gesenkt werden konnten.

Durch den Einsatz von Ortsbrustankern konnte in den Simulationen die Gesamtverschiebung von 73 cm auf ca. 27 cm reduziert werden.

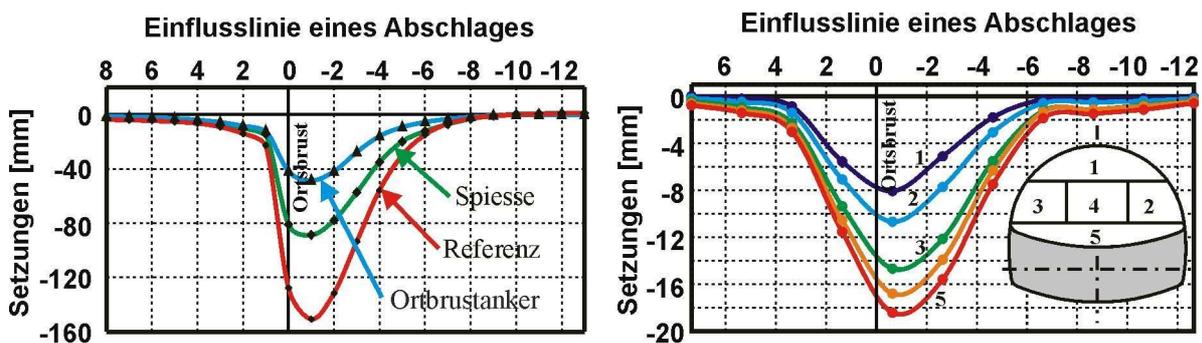


Bild 10: Vergleich von errechneten und gemessenen Setzungen für einen Abschlag
 Figure 10: Comparison of calculated and measured settlements due to one excavation step

2.3.3 Spieße

Um die Wirkungsweise von 12 m langen Spießsen beurteilen zu können, wurde in der Simulation der in der Praxis nicht relevante Fall modelliert, dass Spieße ohne Ortsbrustanker verwendet werden. Der Einsatz von 35 an der Tunnelaibung im Achsabstand von 50 cm angeordneten Spießsen zeigte eine ähnliche, wenn auch nicht so effektive Änderung der Systemtragwirkung, wie sie beim Einsatz der Ortsbrustanker beobachtet werden konnte. Die Setzungsbeträge vor der Ortsbrust konnten dadurch um ca. 30 % reduziert werden.

Die auf der Baustelle übliche Kombination der beiden Stützmittel (Ortsbrustanker und Spieße) reduzierte die Vertikalverschiebungen im Firstniveau vor der Ortsbrust um 70 %. Der geringe Unterschied in den Setzungsbeträgen zwischen den Ergebnissen der Berechnungen mit Ortsbrustankern und der Kombination aus Ortsbrustankern und Spießsen lässt sich auf folgenden Grund zurückführen:

Der Einsatz von Ortsbrustankern führt zu einer Erhöhung der Längsspannungen, die zu einer Reduktion der Verschiebungen in jenen Bereichen führt, in denen die Spieße eingebaut werden. Durch diese Reduktion der Verschiebungsbeträge werden nur geringe Kräfte in die Spieße eingeleitet. Dies verursacht eine niederere Auslastung und eine damit verbundene geringere setzungsreduzierende Wirkung.

Für die Verschiebungen hinter der Ortsbrust gilt derselbe Mechanismus, der bei der Simulation mit Ortsbrustankern gefunden wurde. Die Reduktion der überbeanspruchten Bereiche vor der Ortsbrust führt zu einer Erhöhung der Gebirgstragwirkung im Bereich hinter der Ortsbrust. Dies bewirkt durch den Einsatz der Spieße eine Reduktion der Setzungen hinter der Ortsbrust um 40 % und die Kombination der beiden Stützmittel Spieße und Ortsbrustanker bewirkt eine Setzungsreduktion von 69 % nach Ortsbrustdurchgang.

Daraus ergibt sich im Kombinationsfall eine Reduktion der Gesamtverschiebungen auf 22 cm. Dies entspricht ca. einem geodätisch messbaren Verschiebungsbetrag unter Tage von 3 - 4 cm.

3. EINTEILUNG DER VORAUSEILENDEN SICHERUNGEN

In Maidl (1994/95) sind die einzelnen Verfahren der vorausseilenden Sicherung nach Anwendung (Zweck) und Einsatzbereich (Baugrund, Geologie) übersichtlich aufgelistet. Als Anwendungszweck werden vorausseilende Firstsicherung, Unterfahrung von Objekten, Setzungsbegrenzung und Abdichtung unterschieden. Für baupraktische Zwecke ist eine Einteilung nach den Anforderungen zweckmäßig. Die vorgeschlagene Unterteilung erfolgt nach der Hauptzielrichtung der angeordneten Sicherung. Eine Überschneidung der Wirkungsweisen ist selbstverständlich gegeben.

3.1 Konstruktive Sicherung

Die konstruktive Sicherung wird vor allem im Bereich des Tunnelanschlags eingesetzt. Die Wahl der Methode und die Auslegung basiert auf Erfahrungswerten. Eine Dimensionierung wird nicht durchgeführt. Vorzuziehen sind auf jeden Fall überdimensionierte vorausseilende Sicherungen um Verbrüche im Eingangsbereich des Tunnels zu vermeiden. Diese Forderung ist sinnvoll, da die Vortriebsmannschaften möglicherweise noch nicht eingespielt und auch noch nicht mit dem Gebirge vertraut sind, wodurch eine zu sparsam dimensionierte Sicherung leicht zu einem Verbruch führen kann.

Die Anforderung an eine konstruktive Sicherung erfüllen Spieße, aufgelöste Injektionsschirme und in besonders schwierigem Baugrund auch Hochdruckinjektionsschirme.

3.2 Verminderung der Oberflächensetzung

Zur Reduzierung der Oberflächensetzungen eignen sich Hochdruckinjektionsschirme und Injektionsschirme mit überschnittenen Säulen. Diese bilden ein in Tunnellängsrichtung gespanntes Tonnengewölbe, welche eine vorausseilend eingebaute zusätzliche Außenschale darstellen. Der Umfang der Setzungsminderung wird durch die vorausseilende Länge des Rohrschirms und durch die Stärke der Einzelelemente bestimmt. Der Vortrieb unter der vor-

auseilenden Sicherung erfolgt problemlos ohne zusätzlich notwendige Sicherung. Aus statischer Sicht existiert keine Einschränkung der Abschlagslänge. Eine Gefährdung der Mannschaft ist nicht gegeben.

3.3 Vortriebsoptimierung

Unter Vortriebsoptimierung wird verstanden, dass durch den Einbau der vorausseilenden Sicherung ein unter den Aspekten Zeit und Materialeinsatz wirtschaftlicherer und sicherer Vortrieb als ohne vorausseilende Sicherung durchgeführt werden kann. Zur Optimierung des Vortriebs und der Erhöhung der Vortriebsleistung können Rohrschirme, aufgelöste Injektionschirme oder Hochdruckinjektionsschirme herangezogen werden. Durch den Einbau der horizontalen Säulen kann die Öffnungsweite pro Abschlag deutlich vergrößert werden, ohne die Sicherheit der Mannschaft zu gefährden. Der Baubetrieb kann nach fachgerechter Herstellung der Sicherung annähernd unbeeinflusst im Schutz des Schirms erfolgen. Zusätzlich wird bei wasserführenden Schichten durch die Voraussicherung der für den Vortrieb positive Effekt der Entwässerung des Gebirges vor der Ortsbrust zumindest teilweise erreicht. Wesentlich beim Aspekt Vortriebsoptimierung ist, dass der Gesamtvortrieb Berücksichtigung finden muss und nicht nur der Einzelaspekt des Kalottenvortriebs. So sind neben dem Aufwand für vorausseilende Sicherung auch die darauf abgestimmten Spritzbetonschalen, Anker, Ausbaubögen sowie die zusätzlichen Bauphasen, vor allem der Strossenabbau, mit zu betrachten. Eine Optimierung auf der Baustelle, welche nur auf Messungen basiert, ist nicht zielführend und entspricht nicht einer verantwortungsbewussten Vorgehensweise. Da zur Zeit in aller Regel keine belastbaren Prognosen des Trag- und Verformungsverhaltens abgegeben werden, gibt es keine Messlatte für die durchgeführten Messungen. Neben dem Festigkeitsverhalten des Bodens, der Schichtung und Klüftung beeinflussen vor allem die Steifigkeitsverhältnisse wesentlich das Tragverhalten der vorausseilenden Sicherung. Beispielhaft sind in Bild 6 die Beanspruchung des Bodens und des Ausbaus als Funktion der Steifigkeit des Baugrunds dargestellt. Abhängig davon befindet sich der Boden in einer Phase der zunehmenden oder abnehmenden Belastung bei geringer werdender Steifigkeit. Daraus ist ersichtlich, dass keine Entscheidung über eine „Optimierung“ - in der Regel ist damit das Ausdünnen der Ausbaumaßnahme verbunden - getroffen werden sollte.

4. WEITERE ENTWICKLUNG

Die Neue Österreichische Tunnelbauweise lebt vom Wissen um das Gebirgsverhalten bei Einbau unterschiedlicher Ausbaumittel. Die Erfahrungen vor Ort sind ein Beitrag zur steten Weiterentwicklung der Bauweise. Die gewonnenen Erkenntnisse müssen, um sie nicht nur Einzelnen zugänglich zu machen, nachvollziehbar im Sinne einer qualitativen und quantitativen Beschreibung aufbereitet werden. Eine Harmonisierung der Begriffe ist anzustreben. Durch eine systematische Analyse des Tragverhaltens einzelner Maßnahmen, auch an Hand von Fallbeispielen - insbesondere Verbrüchen - kann sichergestellt werden, dass eine einheitliche Sichtweise und Verständnis der vorausseilenden Sicherung erreicht wird. Anforderungen an die vorausseilende Sicherung sind qualifiziert zu definieren und zu überwachen. Diese Anforderungen müssen durch die eingesetzte Sicherung mit ausreichender Wahrscheinlichkeit erreicht werden. Nur so kann eine eindeutig kalkulierbare Planung erstellt werden, welche dann auch vor Ort entsprechend umgesetzt wird.

Die vorausseilende Sicherung ist, nachdem die baubetrieblichen Schwierigkeiten bei deren Herstellung beseitigt sind, in den letzten Jahren zu einem Standardausbaumittel entwickelt worden. Es ist nunmehr an der Zeit, die geforderte Aufbereitung durchzuführen. Sie soll dem Planer und dem Bauleiter die Grundlage für das Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens sein, um die vorausseilende Sicherung wirtschaftlich und sinnvoll einsetzen zu können. Durch die Überwachung der Maßnahme mittels Verformungs- und Spannungsmessun-

gen, die mit den prognostizierten Werten verglichen werden, können Anpassungen der Voraussicherung verantwortungsbewusst durchgeführt werden.

Zur quantitativen Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens sind realistische 3-dimensionale Modelle mit diskreter Modellierung der Voraussicherung notwendig. Gebirge und Voraussicherung sind mit den jeweiligen physikalischen Materialparametern anzusetzen. Das Modell muss in der Lage sein, das lokale Spannungs- und Verformungsverhalten der Einzelelemente zu berücksichtigen und damit eine darauf aufbauende Dimensionierung und Auslegung der Ausbaumaßnahme zur Einhaltung der Anforderungen (Setzungsminimierung, Optimierung des Vortriebs) zu ermöglichen. Wesentliche Parameter sind die Länge des Rohr- oder Injektionsschirms bzw. der Durchmesser der horizontalen Säulen, deren Überlappungslänge und die Sicherung der Auflagerbereiche für diese Sicherungsmaßnahmen.

Mit diesen Modellen kann die Wirkungsweise der Voraussicherung und der Einfluss einer Verstärkung oder Reduzierung ermittelt werden. Die Untersuchungen sind Basis für die Erstellung eines Überwachungskonzeptes, mit dem die Wirkungsweise und Effizienz der Ausbaumaßnahme überprüft und gegebenenfalls angepasst werden kann.

Ketteninklinometermessungen, die die Auswertungen der geodätischen Messungen ergänzten, wurden bereits beim Birglunnel und Trojanetunnel (Volkmann (2003); Volkmann, Button, Schubert (2003); Likar, Volkmann & Button (2004)) zur Erfassung der Verschiebungen vor und hinter der Ortsbrust erfolgreich dazu verwendet, einen gefährlichen Bereich durch die Optimierung der Stützungsmaßnahmen in Bezug auf Setzungen zu durchhörern. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse über die Systemtragwirkung werden in weiterer Folge dazu dienen, das Trag- und Verformungsverhalten von Ortsbrust, Boden und voraussichernder Sicherung besser verstehen zu können. Darauf aufbauend können realitätsnahe 3D numerische Untersuchungen durchgeführt werden (Volkmann (2004)), die einen weiteren Beitrag zum Verständnis des Tragsystems im ortsbrustnahen Bereich leisten. Damit kann dann eine belastbare Prognose über das Trag- und Verformungsverhalten abgegeben werden, ein Messkonzept entwickelt und die Messwerte (Ist) mit den Sollwerten (Prognose) verglichen werden. Ähnliche Messungen und Messserien sollten auch für Vortriebe mit HDI-Schirmen durchgeführt werden.

LITERATUR

- Bayer, F., Müller, B. & Eicher, L. 2004. Voraussicherung mittels Baugrundvereisung. Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- DIN 18312: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV), Untertagebauarbeiten
- Feder, G., Arwanitakis, M. 1976. Zur Gebirgsmechanik ausbruchsnaher Bereiche tiefliegender Hohlraumbauten. Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, Sonderabdruck aus Jahrgang 121, Heft 4. Springer Verlag.
- Helmberger, A. & Lackner, J. 2004. Voausinjektion, Spieße und Dielen im innerstädtischen Tunnelbau, Theorie und Praxis. Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Holzleitner, W., Deisl, F., Holzer, W. & Knapp, M.: Voraussicherung mit Rohrschirmen oder Spießern? Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Joham, K. 2002. Vortrieb im Sandgebirge unter einem geramnten Spießschirm. 3. Österreichischer Tunneltag am 9.10.2002; Salzburg.
- Likar, J., Volkmann, G. & Button, E. 2004. New Evaluation Methods in Pipe Roof Supported Tunnels and its Influence on Design during Construction. Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium. Ed. W. Schubert. VGE Essen.

- Lunardi, P. 2000. The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformations in rocks and soils. *Tunnels and Tunnelling*, May 2000.
- John, M. & Mattle, B. 2002. Design of Tube Umbrellas. *Tunel*. 11.Rocnik, c. 3/2002.
- John, M., Mattle, B. & Zoidl, Th. 2003: Berücksichtigung des Materialverhaltens des jungen Spritzbetons bei Standsicherheitsuntersuchungen für Verkehrstunnel. *Tunnelbautaschenbuch 2003*. Glückauf Verlag Essen.
- Maidl, B. 1994/95. *Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus Band I/II*. Glückauf Verlag Essen.
- Möhrke, W. 1999. Tunnelvortrieb an der Eisenbahnstrecke Platamon – Leptokaria. *Felsbau* 17: 348-357.
- Müller, M. 2001. Kriechversuche an jungen Spritzbetonen zur Ermittlung der Parameter für Materialgesetze. Diplomarbeit, Montanuniversität Leoben, Institut für Geomechanik, Tunnelbau und Konstruktiven Tiefbau.
- Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) 2001. Richtlinie für die Geomechanische Planung von Untertagebauarbeiten mit zyklischen Vortrieb.
- Pöttler, R. 1990: Time dependent Rock-Shotcrete Interaction: A numerical Shortcut. *Computers & Geotechnics* 9 (1990).
- Pöttler, R. 2004: Bewertungskriterien für vorauseilende Sicherung. *Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium*. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Ramspacher, W., Kohlböck, B., Plöderl, R., Wismayr, Ch. & Friedel, W. 2004. Vortrieb unter einem Eisenbahndamm mit einem 35m langen Rohrschirm als Voraussicherung. *Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium*. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Schikora, K. & Ostermeier, B. 1992. Tunnelprojekt im Altstadtbereich von Dingolfing mit geringer Überdeckung – Tragverhalten mit und ohne Rohrschirm. *Bauingenieur* 67: 115 – 120.
- Schmettow, T. Graf von & Fennker, J.-R. 2004. Berücksichtigung von Düsenstrahl-Säulen und Ortsbrustankern beim Nachweis der Ortsbruststabilität. *Bauen in Boden und Fels*. TAE Esslingen, 261-268.
- Schubert, P. & Schweiger H.F. 2004. Zur Standsicherheit der Ortsbrust in Lockerböden. *Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium*. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Schubert, W. 2004. (Editor): *Rock Engineering. Theory and Practice*. Proceedings of the ISRM Regional
- Stadler, G. & Pistauer, W. 2004. Grouting and Jetting as a means of preconsolidation of the ground in tunneling. *Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium*. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Steindorfer, A. 1998. Short Term Prediction of Rock Mass Behaviour in Tunneling by Advanced Analysis of Displacement Monitoring Data. P.h.D. Thesis, Graz University of Technology, Institute for Rock Mechanics and Tunneling.
- Toth, L. 1978. Gewölbewirkung bei einer aufgelösten Bohrpfahlwand und Ermittlung der lichten Abstände der Bohrpfähle. *Beutechnik* 55: 181-188.
- Volkmann, G. 2004. A Contribution to the Effect and Behavior of pipe Roof Supports. *Eurock 2004 & 53 rd Geomechanics Colloquium*. Ed. W. Schubert. VGE Essen.
- Volkmann, G. 2003. Rock Mass – Pipe Roof Support Interaction Measured by Chain Inclinometers at Birglunnel. Eds. O. Natau, E. Fecker, E. Pimentel. *International Symposium on GeoTechnical Measurements and Modeling*, Proceedings. Karlsruhe A.A. Balkema.
- Volkmann, G., Button, E.A., Schubert, W. 2003. Influence of the Zero Reading Time and Position on Geodetical Measurements. Eds. O. Natau, E. Fecker, E. Pimentel. *International Symposium on GeoTechnical Measurements and Modeling*, Proceedings. Karlsruhe A.A. Balkema.
- Wittke, W. Pierau, B. & Erichsen, C. 2002. *Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise*. WBI Print.

Weiterführende Referenzen

- Balan, A. 1995. EOLE: die neue Schlagader des Pariser Nahverkehrs. Tunnel.
- Bang, S. 1984. Grenzanalyse eines Anker-Verstärkungssystems bei Tunnelbau in Lockerböden. Tunnel.
- Bayer, F. 2002. Baugrundvereisung beim Bau der U-Bahn Fürth. Tunnel.
- Beiche, H., Erichsen, C., Wittke, W., Kagerer, W., Schilcher, E. und Wooge, M., 1992. Praktische Lösungen bei der vorauseilenden Schirminjektion unter Einsatz von Hochdruckinjektionen (HDI). Tunnelbautaschenbuch 1992.
- Brem, G. et al. 1997: Vorauseilende Gebirgsstabilisierung beim Vortrieb des Bürgerwaldtunnels bei Waldshut und dessen Tragwerkskonzept, Vortrag beim World Tunnel Congress 97 in Wien, in Tunnels for People, Verlag A.A. Balkema
- Bodamer, A. 1992. Stahlfaserbeton im italienischen Tunnel- und Stollenbau. Tunnel.
- Choi, Y.K., Park, J.A., Chung, Y.,J. & Hong, I.P. 2004. Reinforcing Effect of FRP Multi-step Grouting Method for NATM Tunnel by Back Analysis Method. Tunnelling and Underground Space Technology 2004.
- Dettwiler, M. & Fries. Th. 1999 Tunnelbauten der Umfahrung Birmensdorf. Tunnel.
- Dunn, J. & Hagger, R. 2000. Tunnelbau am Bodensee, N7 Girsbergtunnel. Tunnel.
- Eder, M. 2004. Nahverkehrsdrehscheibe Linz- Straßenbahnunterführung Hauptbahnhof, innerstädtische NÖT Lockergesteinsvortriebe bei minimaler Überdeckung, Österreichischer Tunneltag 2004, Tagungsband
- Eder, M. & Lackner J. 2003. NATM challenges at Linz Central Station, Tunnels & Tunnelling International, Dec 2003.
- Fava, R. 1995. Der Bau des Galaure-Tunnels. Tunnel.
- Hauck, C.-D., Erichsen, C. & Tegelkamp, M.: Die Ostumfahrung von Stuttgart-Vaihingen: Städtischer Tunnelbau unter komplexen Bedingungen der Technik und Umwelt. Forschung und Praxis 37.
- Hefny, A.M., Tan, W.,L., Ranjith, P., Sharma, J. & Zhao, J. 2004. Numerical Analysis for Umbrella Arch Method in Shallow Large Scale Excavations in Weak Rock. Tunnelling and Underground Space Technology 2004.
- Hentschel, H. 1993. Vereinatunnel: Auch im Winter nach St. Moritz. Tunnel.
- Hentschel, H. 1996. Galleria di Vasto: Vortrieb in hartem bis plastischen Ton. Tunnel.
- Harnois, J. 1995. Der Bau des Tunnels bei Saint-Germain-en-Laye. Tunnel.
- Irshad, M. & Heflin, L.H. 1988. Soft Ground NATM Tunnel Design for the Washington D.C. Metro. Tunnel and Underground Space Technology 1988.
- John, M. & Mattle, B. 2002. Design of tube umbrellas. Tunnel.
- John, M., Mattle, B. & Pitscheider W. 1998. Maßnahmen bei der Unterführung von Gebäuden für den Tunnel Limburg. Felsbau.
- John, M. & Strappler, G. 2001. Design and Installation of Tube Umbrellas in Soft Ground Tunnelling. Progress in Tunnelling after 2000.
- Lunardi, P. 2003. Widening the load at Nazzano. Tunnels & Tunnelling International July 2003.
- Machida, Y. 1983. Construction Works of the Seikan Undersea Tunnel. Japanese Railway Engineering.
- Maidl, B. 1994/95. Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus Band I/II. Glückauf Verlag Essen.
- Maidl, B. & Derbot X. 2000. Entwicklungen im konventionellen Tunnelbau in den letzten zwei Jahrzehnten. Unterirdisches Bauen in Deutschland 2000.
- Maidl, B. & Stein, V. 2002. Die Weiterentwicklung der Spritzbetonbauweise durch Gebirgsverbesserung. Bauingenieur (77).
- Marcher, Th., Starjakob, F., Lutz, H., Sotek, M. 2004. Comparison of Excavation Methods: Full Face (A.DE.CO-RS) versus Sequential (NATM) Excavation – Numerical and Construction Management Aspects. Felsbau (21).

- Massignani, S. & Blättler, P. 2001. Der Bau des Tunnel du Raimeux erfordert die unterschiedlichsten Vortriebsmethoden. Tunnel.
- Matter, J & Porter, J. 2004. Successful Grouting for the Zimmerberg Base Tunnel. Tunneling and Underground Space Technology 2004.
- Möhrke, W. 1999. Tunnelvortrieb an der Eisenbahnstrecke Platamon – Leptokaria. Felsbau 17.
- Mörscher, J., Schmitt, R. & Baudendistel, M. 1989. Durchfahren tertiärer Boden mit geringer Überdeckung im Rengershaustunnel der DB-Neubaustrecke Hannover – Würzburg. Felsbau (7).
- Pelizza, S., Barisone, G. & Corona, G. 1990. Neolithic site kept safe under Italian umbrella. Tunnels & Tunnelling,.
- Prax, K. 2001. Ruhe am Rennsteig – Unterquerung des Thüringer Waldes. Tunnel.
- Pühringer, F., Eder M., Bauer M. 2003. Nahverkehrs-drehscheibe Linz- Straßenbahnunterführung Hauptbahnhof, Tunnel.
- Robinson, R.A., Kucker, M., S., Feldman, A., I., Parker H., W. 1987. Ground and liner behavior during construction of the Mt. Baker Ridge Tunnel. RETC Proceedings 1987.
- Rock, D. & Brem, G. 1997. Vorauseilende Gebirgsstabilisierung beim Vortrieb des Bürgerwaldtunnels bei Waldshut und dessen Tragwerkskonzept. Tunnels for People.
- Rotex Oy Firmenbroschüre www.rotex.fi
- Ruse, N. 2003. Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Schikora, K. & Ostermeier, B. 1992. Tunnelprojekt im Altstadtbereich von Dingolfing mit geringer Überdeckung – Tragverhalten mit und ohne Rohrschirm. Bauingenieur 67.
- Stieber, Ch. 2001. Auswirkungen eines Rohrschirms auf die Verringerung der Verformung bei Tunneln großer Spannweite. Diplomarbeit TU München.
- Schubert, W. 2004. (Editor): Rock Engineering. Theory and Practice. Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquy. VGE Essen.
- Teuscher, P., Hufschmied, P., Vuilleumier, F. & Ziegler, H.J. 2001. Löttschberg – Basistunnel: Stand der Arbeiten. Tunnel.
- Vermeer, P., Ruse, N. & Marcher, Th. 2002. Tunnel Heading Stability in Drained Ground; Felsbau 20 (2002), No 6.
- Wakita, S., Date, K, Yamamoto, T., Yanagisawa, H. & Uesugi, N. 2004. Effective Grouting Materials for Tunnelling through Unconsolidated Ground. Tunnelling and Underground Space Technology 2004.
- Weiß, F. & Gottschalk, T. 1992. Spritzbetonvortrieb unter Druckluft und Vereisung. Tunnel.
- Weißbach, G. & Blindow, F.K. 1992. Anwendung von Hochdruckinjektionen für den Tunnelvortrieb. Felsbau (10).
- Wenger, P. & Weber, F. 2001. Umfahrung Flims: Projekt und erste Erfahrungen. Tunnel.
- Wittke W., Pierau B., Erichsen, C. 2002: WBI Print 5: Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise.
- Wooge, M.: Unterfahrung von Verkehrswegen bei den NBS Köln-Rhein/Main und Nürnberg-Ingolstadt, Vortrag gehalten bei der Technischen Akademie Esslingen
- Wooge, M. et al. 1992. Praktische Lösungen bei der vorauseilenden Schirminjektion unter Einsatz von Hochdruckinjektionen (HDI), Tunnelbau Taschenbuch 1992, Glückauf Verlag
- Yoshitake, I., Mitsui, T., Yoshikaw, T., Ikeda, A. & Nakagawa, K. 2004. An Evaluation Method of Ground Improvement by Jet Grouting. Tunnelling and Underground Space Technology 2004.
- Ziegler, H.-J. & Isler, A. 1999. Geologie des Lockergesteinsvortriebs des Fensterstollens Ferden. Tunnel.