

# Sicherheitsdefinition im Tunnelbau – Wie praxisbezogen ist die Theorie?

Von Rudolf Pöttler, Helmut F. Schweiger, Robert Thurner und Max John

**B**ei Tunnelbauprojekten werden häufig umfangreiche Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt. Zwischen Theorie und Praxis kommt es dabei oftmals zu Spannungen, da nicht realisiert wird, daß

- ◊ Standsicherheitsuntersuchungen Prognosecharakter haben,
- ◊ Standsicherheitsuntersuchungen auf vereinfachten Modellvorstellungen basieren,
- ◊ Standsicherheitsuntersuchungen einer ingenieurmäßigen Interpretation bedürfen,

Ein Großteil des Spannungsfelds hat seine Ursachen in einer falschen Erwartungshaltung in die Standsicherheitsuntersuchung und in dem teilweise zwanghaften Bedürfnis der Anwendung von Normen, die den Randbedingungen des Tunnelbaus nicht entsprechen.

Im folgenden soll über den Stellenwert der Standsicherheitsuntersuchung im Tunnelbau und deren Positionierung innerhalb des Entwurfs- und Realisierungsprozesses diskutiert werden. Von wesentlicher Bedeutung für die effiziente Anwendung der Standsicherheitsuntersuchung ist die Definition des Sicherheitsbegriffs. Hier sollen verschiedene Betrachtungsweisen einer kritischen Beurteilung unterzogen werden.

## Safety factors in tunnelling – How works the theory in practice?

*A short overview of possible definitions of safety factors in tunnelling is presented. It is argued that the commonly adopted procedure of defining the safety factor based on stresses in the lining only is not very well suited for tunnelling, at least not when the surrounding rock is an essential part of the load bearing system. A probabilistic approach in combination with numerical methods is suggested instead.*

Eine kurze Übersicht über mögliche Ansätze zur Sicherheitsdefinition im Tunnelbau wird gegeben. Die übliche Vorgangsweise, die Beanspruchung der Schale als einziges Kriterium zur Beurteilung der Standsicherheit heranzuziehen, wird – zumindest für Tunnel, bei denen dem Gebirge eine wesentliche Tragfunktion zukommt – in Frage gestellt. Ein probabilistisches Konzept in Verbindung mit numerischen Berechnungsverfahren wird vorgeschlagen.

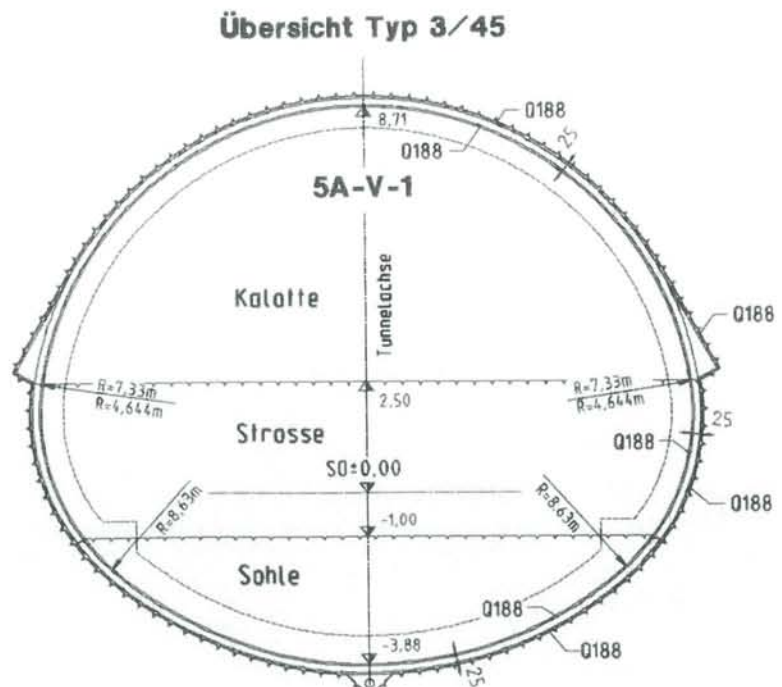
## Standsicherheitsuntersuchung im Rückblick

Inwieweit sind Standsicherheitsuntersuchungen hilfreich und erforderlich, um die Ausbaumittel festzulegen, und ist es sinnvoll, zulässige Verformungen vorzugeben?

Für verschiedene zwischen 1984 und 1999 bei den Neubaustrecken der Deutschen Bahn realisierte Tunnelbauwerke wird eine Ausbruchklasse, die eine vorauseilende Sicherung durch Stahlspieße oder Dielen erfordert, betrachtet. Ein typischer Regelquerschnitt ist im Bild 1 dargestellt. Das Auffahren des Tunnels erfolgt mit Kalotte, Strosse und Sohle. In der Tabelle 1 sind die Gebirgskennwerte, die den Standsicherheitsuntersuchungen zugrunde gelegt wurden, aufgelistet. Ebenso sind die daraus errechneten Verformungen und die in den Ausbaumittel Empfehlungen angeführten Ausbaumittel Spritzbeton, Bewehrung und Ankerung ersichtlich. Die einzelnen Tunnel liegen in geologisch unterschiedlichen Formationen.

Eine Auswertung der Tabelle 1 zeigt eine für alle Tunnel gleiche Spritzbetonstärke von 25 cm. Die Bewehrung im Spritzbeton wurde teilweise konstruktiv (Q 188) und teilweise zur Abdeckung

**Bild 1** Regelquerschnitt DB-Tunnel.  
**Fig. 1** Standard cross section for DB-tunnel.



**Tabelle 1** Vergleich von Ausbruchsklassen mit voraussichernder Sicherung.

**Table 1** Comparison of classification for excavation with advancing stabilization measures.

Baujahr	Eingabe								Ergebnis									
	Gebirgskennwerte								Ausbau			Verformungen						
	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ]		Kohäsion [MN/m <sup>2</sup> ]		Reibungswinkel [°]		Seitendruckbeiwert		Spritzbeton	Anker [lftm/m]	Baustahl	Firstsetzung [mm]		Kalottenfußsetzung [mm]		Konvergenz [mm]		
Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Stärke		[cm <sup>2</sup> ]	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1984	280	560	0,500	0,700	30	40	0,00	0,25	0,25	73,2	1,88		34	61	14	26	1	-20
1985	350	350	0,225	0,225	30	30	0,25	0,50	0,25	73,2	1,88		19	49	14	29	-10	58
1990	600	1 500	0,500	0,800	35	51	0,75	1,00	0,25	34,7	1,88		10	37	4	19	-10	2
1998	500	500	0,120	0,120	30	30	0,50	1,00	0,25	38,0	3,76		13	14	12	12	-8	-10
1999	400	500	0,200	0,300	20	25	0,50	0,70	0,25	35,4	1,88		11	24	10	11	-1	14

Die Minimalwerte und Maximalwerte der Parameter und Ergebnisse stellen eine Streubreite dar und sind nicht zugehörig.

von Momenten (Q 377) angeordnet. Die Ankerung wurde auf das Gebirgsverhalten abgestimmt.

Die Festlegung des Ausbaus erfolgte im Entwurfsstadium basierend auf Erfahrung und dem Vergleich mit bereits aufgefahre­nen Tunneln ohne umfangreiche numerische Untersuchungen. Die mit den so definierten Ausbaumitteln durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen prognostizierten die Stabilität des Hohlraums.

Die Standsicherheitsuntersuchung im Tunnelbau hat damit einen anderen Stellenwert als im konstruktiven Ingenieurbau. Der Standsicherheitsnachweis bestätigt den Entwurf und die gewählten Dimensionen. Im konstruktiven Ingenieurbau sind die Dimensionen Ergebnis der Berechnung.

Aus Tabelle 1 geht weiters hervor, daß unterschiedlichste Gebirgsverhältnisse zur selben Ausbruchsklasse und zum gleichen Ausbau führen können. Ebenso variieren die aus den Randbedingungen resultierenden Verformungen in einer großen Breite. Die Standsicherheitsuntersuchungen im Tunnelbau eignen sich damit nur begrenzt zur Festlegung von zulässigen Verformungen, weil mit unterschiedlichem Ausbauwiderstand Gleichgewicht bei unterschiedlichen Verformungen eintritt.

### Entwurfs- und Realisierungsprozeß

Standsicherheitsuntersuchungen für den Tunnelbau unterscheiden sich im wesentlichen aus folgenden Gründen vom konstruktiven Ingenieurbau (Tabelle 2):

- ◇ Das Materialverhalten des Baustoffs Gebirge ist vorgegeben und kann nur bedingt geändert beziehungsweise verbessert werden.
- ◇ Geht man von der Voraussetzung aus, daß die Standsicherheitsuntersuchung vor dem Auffahren des Querschnitts erstellt werden muß, kann das Materialverhalten des Baustoffs Gebirge meist nur abgeschätzt werden. Auch im Bereich des aufgefahre­nen Tunnels sind nur die Verhältnisse an den Tunnelleibungen bekannt, hinter der Tunnelleibung können sich diese sehr rasch ändern.
- ◇ Bei der Umsetzung des geologischen Modells in ein numerisches Modell müssen erhebliche Vereinfachungen und Annahmen getroffen werden.

Obwohl bei Standsicherheitsuntersuchungen gerade im Bereich des Tunnelbaus große Fortschritte erzielt wurden, bleibt, wie in Tabelle 2 dargestellt, das Ergebnis der Standsicherheitsuntersuchung eine Abschätzung, die nur bei der Ausführung überprüft werden kann und

**Tabelle 2** Unterschiede im Planungsprozeß zwischen konstruktiven Ingenieurbau und Tunnelbau.

**Table 2** Differences in de design process between structural engineering and tunnelling.

Planungsschritte	Konstruktiver Ingenieurbau		Tunnelbau	
	Eingabe	Ergebnis	Eingabe	Ergebnis
Vordimensionierung für Entwurf	Bekannte Lasten Wählbare Baustoffe	Exakte Abmessungen Exakte Spannungen	Prognostizierte Lasten Vorgegebene, aber größtenteils nicht bekannte Baustoffe	Prognostizierte Abmessungen Prognostizierte Spannungen
	Wählbares statisches System	Exakte Verformungen	Prognostiziertes statisches System	Prognostizierte Verformungen
Dimensionierung für Ausführung	Bekannte Lasten Anpassung der Baustoffe Anpassung des statischen System	Exakte Abmessungen Exakte Spannungen Exakte Verformungen	Überarbeitung durch bessere Kenntnisse und Versuche	Verbesserte Prognose
Ausführungspläne		Werkpläne Schal- und Bewehrungspläne		Ausführungspläne Schal- und Bewehrungspläne
Überprüfung Anpassung	Nicht erforderlich Nicht erforderlich		Messungen Messungen	Interpretation Dimensionierung vor Ort

erst dann den Nachweis der Standsicherheit liefert. Daher kann den Standsicherheitsuntersuchungen im Tunnelbau nicht dieselbe Aussagekraft wie im konstruktiven Ingenieurbau zugewiesen werden. Diese sind nur ein Teil der Kriterien im Entscheidungsprozeß vor Ort und einer ingenieurmäßigen Interpretation. Diese tritt um so mehr in den Vordergrund, als die Randbedingungen (Geologie, Tektonik, Gebirgsverhalten) stark variieren oder sehr komplex sind.

Zusätzlich zu den Unsicherheiten in der Beschreibung des Materialverhaltens des Gebirges bestehen beträchtliche Schwierigkeiten in der realistischen Erfassung des zeitlichen Materialverhaltens des jungen Spritzbetons (Erhärtung, Relaxation, Kriechen und Schwinden) (1, 2, 3). Dies ist aber maßgebend für den Spannungsaufbau und für die Aktivierung des Ausbaus im Frühstadium.

## Sicherheitsbetrachtungen

### Allgemeines

Für den Tunnelbau existiert derzeit keine zutreffende Normung. Auch die im Eurocode gewählten Ansätze eines zwischen Materialseite und Lastseite gesplitteten Sicherheitskoeffizienten werden weiter diskutiert und sind auch im Grundbau noch nicht in Kraft. Das Problem im Tunnelbau besteht darin, daß das Gebirge sowohl eine Belastung darstellt als auch an der Abtragung der Lasten, das heißt auf der Widerstandsseite, als Baustoff mitwirkt.

Die Problematik läßt sich sehr anschaulich mit dem Kennlinienverfahren beziehungsweise mit einem einfachen numerischen Modell aufzeigen. Dazu wird folgendes Beispiel gewählt:

Es werden ein konstanter achsensymmetrischer Ausgangsspannungszustand ( $K_0 = 1$ ) angenommen und ein Vollausbuch betrachtet. Ein ebener Verformungszustand wird vorausgesetzt. Als Stoffgesetz kommt das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium zur Anwendung. Verwendet wird das Programmsystem PLAXIS V7.1 (22).

Als Referenzberechnung werden die Parameter nach Tabelle 3 angenommen, die Spritzbetonschale wird nach einer Vorentlastung von 50 % aktiviert, die Berechnung erfolgt nach dem Stützlastverfahren. Als alternative Berechnungen werden die Festigkeitsparameter  $\phi$  und  $c$  mit dem Faktor 1,3 abgemindert. Weiters wird eine Berechnung mit späterer Aktivierung der Spritzbetonschale (80 % Vorentlastung) durchgeführt. Im Bild 2 ist die berechnete Horizontalspannung  $\sigma_x$  in einem Integrationspunkt im Gebirge nahe dem Ausbruchsrund in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung im Ulmbereich aufgetragen. Dies entspricht näherungsweise einer Kennlinie. Erwartungsgemäß ergeben sich bei reduzierten Festigkeitsparametern beziehungsweise späterem Einbau der Schale wesentlich größere Verschiebungen.

**Tabelle 3** Parameter des Referenzmodells.

**Table 3** Parameters for reference model.

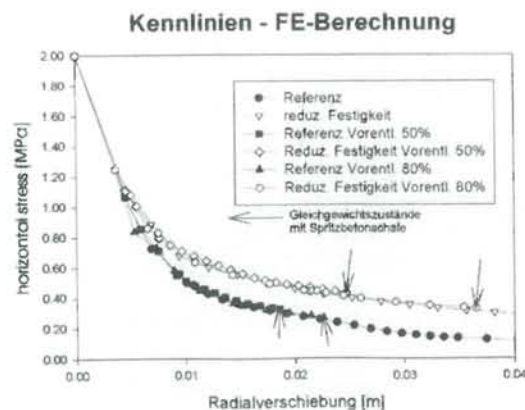
Ausbruchsradius .....	R	10 m
Kohäsion .....	c	0,2 MPa
Reibungswinkel .....	$\phi$	30°
Materialverhalten .....	-	Ideal, elastisch/plastisch
Elastizitätsmodul .....	E	3 000 MPa
Primärspannung ( $k_0=1$ ) ..	$\sigma$	2 MPa
Querdehnungszahl .....	$\nu$	0,25
Außenschale .....	d	0,25 m
Betongüte B25 .....	$\beta_R$	17,5 MPa

Wird nun die Sicherheitsbetrachtung ausschließlich auf die Spannungen in der Schale bezogen (mit  $\beta_R = 17,5$  MPa), so ergibt sich folgendes Bild (Tabelle 4): durch die Einführung eines „Teilsicherheitsfaktors“ von 1,3 auf die Festigkeitsparameter des Gebirges wird ein geringeres Sicherheitsniveau in der Schale im Vergleich zur Referenzberechnung ausgewiesen (1,55 gegenüber 1,73 bei 50 % Vorentlastung), obwohl der erzielte Ausbauwiderstand höher ist. Betrachtet man den Fall eines späteren Ausbaus (80 % Vorentlastung), so ergeben sich erwartungsgemäß geringere Ausbauwiderstände und höhere Verschiebungen, aber nominell höhere Sicherheiten, die für das Gesamtsystem Ausbau-Gebirge, und nur das ist entscheidend, keine Aussagekraft haben. Als mögliche Abschätzung zur Tragreserve im Gebirge sind in der Tabelle 4 noch die maximalen Schubverzerrungen  $\gamma$  im Gebirge und der plastische Radius eingetragen. Die höhere Beanspruchung des Gebirges kommt auf diese Weise klar zum Ausdruck, sie kann jedoch nicht in üblicher Form durch einen Sicherheitsfaktor definiert werden.

Es zeigt sich somit, daß auch bei stark vereinfachten Annahmen (zweidimensionale Tragwirkung, Vollausbuch,  $K_0 = 1$ , einfachste Bruchbedingung) eine quantitative Aussage über einen Sicherheitsfaktor für das Gesamtsystem Schale-Gebirge problematisch ist.

### Quantitative Sicherheitsbetrachtungen Spritzbeton

Bei den Tunneln der Neubaustrecken der Deutschen Bahn liegt unter Bezugnahme auf die Richtlinien der DB AG (21) das Schwerkgewicht



**Bild 2** „Kennlinien“ aus FE-Berechnung.

**Fig. 2** Ground reaction curve from FE-analysis.

**Tabelle 4** Parameterstudie: Ergebnisse der Berechnung.

**Table 4** Parametric study: results of calculation.

	Kennwerte		Vorentlastung [%]	s [-]	$\sigma_a$ [MN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>A</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	v [cm]	γ [%]	R <sub>p</sub> ca.
	c [MN/m <sup>2</sup> ]	φ [°]							
1 Referenzmodell	0,2	30	100	-	-	-	6	1,7	2,1xR
2 Referenzmodell	0,2	30	50	1,73	10,12	0,25	2	0,5	1,6xR
3 Referenzmodell	0,2	30	80	2,13	8,2	0,20	2,5	0,6	1,7xR
4 reduzierte Kennwerte	0,15	23	100	-	-	-	25	5,4	3,4xR
5 reduzierte Kennwerte	0,15	23	50	1,55	14,68	0,37	2,5	0,5	1,8xR
6 reduzierte Kennwerte	0,15	23	80	2,05	11,08	0,28	4	0,8	2,2xR

Berechnungen 1 und 4 ohne Ausbau, s – Sicherheit im Spritzbeton, p<sub>A</sub> – Ausbauwiderstand, σ<sub>a</sub> – Spannung Ausbau, v – Radialverschiebung, γ – Schubverzerrung, R<sub>p</sub> – plastischer Radius.

der Standsicherheitsbeurteilung auf dem Spritzbeton. Zur Dimensionierung wird die Stahlbetonnorm mit globalen Sicherheitskoeffizienten verwendet, die Sicherheiten sowohl auf der Last- als auch Materialseite beinhalten. Daraus folgt folgender Ablauf der Standsicherheitsuntersuchungen.

Ausgehend vom Baugrundgutachten werden Homogenbereiche definiert, für die einheitliche geotechnische Randbedingungen gelten. Bei komplexen Strukturen müssen vereinfachte geologische Modelle entwickelt werden. Für die relevanten Gesteinsserien werden die das Verhalten beschreibenden mechanischen Kennwerte (E-Modul, Festigkeitsparameter) abgeleitet. Nach DIN 4020 sind charakteristische Werte für die Dimensionierung heranzuziehen. Hier ist der erste wesentliche Schritt zur Vereinfachung erforderlich, da die Kennwerte auf das Rechenmodell abzustimmen und einzelne Parameter versuchstechnisch nicht erfaßbar sind, zum Beispiel tangentielle Bettung, Auswirkung des Durchtrennungsgrads.

In der Folge ist eine weitere Vereinfachung bei der Wahl des Rechenmodells und der Rechenansätze erforderlich, zum Beispiel die Veränderung der Kohäsion aufgrund der Ankerung, Ausbauwiderstand des Spritzbetons unter Berücksichtigung der Relaxation und der Vorentlastung bei 2D FE-Berechnungen. Gemäß Regelwerk sollen zwar Parameteruntersuchungen durchgeführt werden, diese haben aber keinen relevanten Einfluß auf die Dimensionierung. Gemäß Regelwerk sind nämlich die Beanspruchungen des Ausbaus zu ermitteln und die einzelnen Ausbaumittel mit DIN-gerechter Sicherheit zu dimensionieren. Bezüglich Bruchverhalten des Gebirges werden keine Nachweise gefordert.

Die beschriebene Vorgehensweise des Nachweises der Standsicherheit ist laut Norm zulässig. Die Beurteilung der Standsicherheit eines Bauwerks sollte jedoch auch auf anderen Ebenen nachgewiesen werden:

- ▷ Systemebene: Systemwiderstand > Systemeinwirkungen,
- ▷ Bauteilebene: Bauteilwiderstand > Bauteilbelastung,
- ▷ Spannungsebene: Bruchspannung > vorhandene Spannung.

Bei den hier behandelten Tunneln, bei denen das Gebirge eine wesentliche Tragfunktion übernimmt, bleibt dabei der größte Anteil der Widerstandsseite, das Gebirge, außer Betracht. Der Spannungszustand in der Spritzbetonschale kann daher nicht als Maß für die Sicherheit des Vortriebs genutzt werden. Sie ergibt eine verfälschte Sicherheit, da das Gebirge bei einem Bruch der Spritzbetonschale meist nicht den Grenzzustand erreicht hat, sondern erhebliche Tragreserven aufweist.

Ein Beispiel, daß selbst bei nicht intakter Spritzbetonschale der Hohlraum auch bei schlechten Gebirgsverhältnissen standsicher ist, ist der Vortrieb eines Tunnels mit längsgeschlitzter Spritzbetonschale (4, 5, 6). Hierbei ist ein künstlicher Bruch der Schale herbeigeführt worden, um ihre Nachgiebigkeit zu erhöhen. Bei Anwendung des oben beschriebenen Sicherheitskonzepts ergäbe sich ein nicht standsicherer Tunnelquerschnitt, da im Schlitzbereich keine Standsicherheit vorhanden ist.

Ein anderes Beispiel ist der „Unpredicted Event“ in der Kaverne für die Überleitstellen im Kanaltunnel. Obwohl es zu einem Versagen der Spritzbetonschale gekommen ist, blieb die Stabilität des Hohlraums erhalten. Es kam zu einer Verlagerung der Kräfte von der Spritzbetonschale in das Gebirge (7).

Die Fehlentwicklung in der Betrachtung der Sicherheit im Tunnelbau durch Konzentration auf die Spritzbetonschale allein wurde vielfach erkannt (8, 9, 10), jedoch noch nicht in die Regelwerke der DB AG aufgenommen.

#### Eurocode

Der Eurocode verwendet das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte. Für den Tragsicherheitsnachweis wird beim Spritzbeton der dem Eurocode entsprechende Sicherheitsbeiwert von 1,5 für sprödes Material auf der Widerstandsseite angesetzt. Die Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite des Gebirges sind in den Rechenwerten der Gebirgskennwerte enthalten.

Die Belastung des Ausbaus und des Gebirges wird wesentlich durch die Festigkeitsparameter beziehungsweise Verformungseigenschaften des Gebirges bestimmt. Entsprechend diesen Überlegungen ist es naheliegend, die Erhöhung der

Beanspruchung durch eine entsprechende Reduktion der Gebirgskennwerte zu erfassen. In Anlehnung an den Eurocode ist ein Sicherheitsfaktor von 1,3 für die Lastseite anzunehmen.

Die theoretischen Probleme bei Anwendung dieser Vorgehensweise sind bekannt. Sie liefert jedoch eine ingenieurmäßige Abschätzung der Sicherheiten.

### Qualitative Sicherheitsbetrachtungen

Zur qualitativen Beurteilung der Standsicherheit können Sensibilitätsanalysen herangezogen werden. Es wird der Einfluß verschiedener Parameter auf das Tragverhalten des Systems Ausbau/Gebirge untersucht. Beispielhaft werden die Ergebnisse einer derartigen Analyse (nach dem Kennlinienverfahren) im folgenden dargestellt. Ausgehend vom Grundmodell (vgl. Tabelle 3) werden maßgebende Parameter wie Reibungswinkel und Kohäsion variiert. In den Diagrammen (Bilder 3 und 4) ist auf der x-Achse der variierte Parameter aufgetragen. Der Faktor  $f$  stellt das Verhältnis aktueller Parameterwert zum Grundwert (Tabelle 3) dar. Auf der y-Achse ist die auf den Wert des Grundmodells bezogene Radialverschiebung  $v$  aufgetragen. Die Größe der Verschiebung stellt ein Maß für die Sicherheit, wenn auch kein absolutes, dar. Je größer die Verschiebung ist, desto mehr sind die Tragreserven des Bauwerks ausgenutzt.

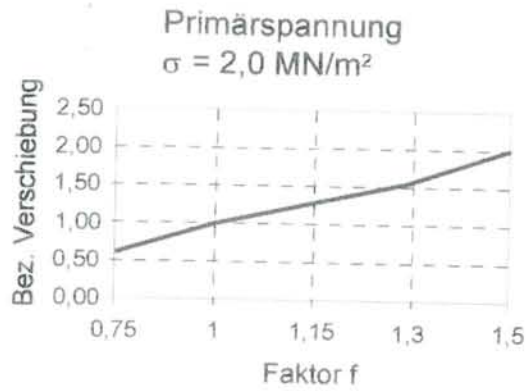
Eine weitere Kennzahl ist die Änderung der Radialverschiebung bezogen auf die Variation des jeweiligen Parameters (Sensibilität). Eine überproportionale Beeinflussung der Verschiebung durch den jeweiligen Parameter zeugt von einer entsprechenden Sensibilität des Tragverhaltens bezogen auf den speziellen Parameter. Obwohl diese Vorgehensweise keine quantitative Abschätzung des Sicherheitsniveaus ermöglicht, gibt sie Einblick in das Gefahrenpotential.

### Neue Ansätze von Sicherheitsbetrachtungen

Aufgrund der angesprochenen Schwierigkeiten der Sicherheitsdefinition mit „klassischen“ Ansätzen sind in den letzten Jahren zahlreiche Alternativen vorgeschlagen worden, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Diese umfassen die Anwendung von Fuzzy-Logic (11), Sicherheitskonzepte ausgehend von „freien Stützweiten“ (12, 13) und Überlegungen zur Definition von „Regelkreisen“ im Sinn eines dynamischen Prozeßdenkens (14).

### Probabilistische Ansätze

Die nachfolgend angeführten Lösungsansätze bedürfen noch einer eingehenden Diskussion. Sie sollen als Vorschlag dienen, Sicherheitsbetrachtungen im Rahmen von numerischen Berechnungsverfahren mit Einbeziehung probabilistischer Konzepte durchzuführen. Ein wesentlicher Vorteil probabilistischer Berechnungen, auch „Level-2 Analyse“ genannt, besteht



**Bild 3** Parameterstudie: Einfluß von Reibungswinkel auf die Radialverschiebung.  
**Fig. 3** Influence of friction angle on radial displacement.

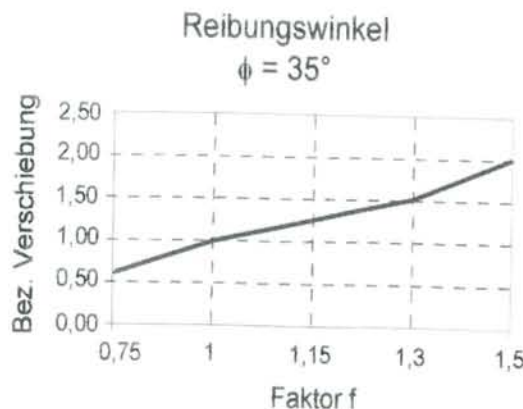
darin, daß als Ergebnis eine Aussage über die Versagenswahrscheinlichkeit getroffen werden kann.

Die Modellierung der Gebirgskennwerte mit ihren Streuungen als variierende Größen oder Basisvariablen mit definierten Verteilungen ist von vielen Einflüssen abhängig und auch in der Literatur ausführlich behandelt (15, 16). Analog dazu gibt es verschiedenste Ansätze, die Streuungen des Betons oder Spritzbetons zu simulieren und in das stochastische Modell einfließen zu lassen.

Ähnlich der deterministischen Berechnung sind eine oder mehrere Grenzzustandsfunktionen  $G(X)$ , welche die kritischen Zustände des betrachteten Systems beschreiben, zu definieren und auszuwerten. Allgemein angeschrieben lautet diese

$$G(X) = R(X) - S(X)$$

wobei  $R(X)$  die Widerstände,  $S(X)$  die Einwirkungen und  $X$  die Gesamtheit der definierten Basisvariablen darstellt. Für  $G(X) < 0$  ist definitionsgemäß Versagen oder Überschreiten des festgelegten Grenzwerts gegeben. Der üblicherweise definierte Sicherheitsfaktor, zum Beispiel  $F_s = R(X) / S(X)$ , kann keine zuverlässige Aussage über das tatsächlich vorhandene Sicherheitsniveau geben, da bei gleichem Sicherheitsfaktor, aber unterschiedlicher Streuung der Grenzzustandsfunktion Unterschiede in der Versagenswahrscheinlichkeit von mehreren Zehnerpotenzen möglich sind. Eine wesentliche Verbesse-



**Bild 4** Parameterstudie: Einfluß der Primärspannung auf die Radialverschiebung.  
**Fig. 4** Influence of initial stress on radial displacement.

rung stellt die Bearbeitung von Sicherheitsfragen mit dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  dar. Dieser definiert den Abstand zwischen dem Mittelwert und dem Nullpunkt einer Grenzzustandsfunktion als Vielfaches der Standardabweichung von  $G(X)$ :

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G}$$

wobei  $\mu_G$  und  $\sigma_G$  der Mittelwert und die Standardabweichung der Grenzzustandsfunktion sind. Auf die Tatsache, daß sich selbst bei bekanntem Mittelwert und Standardabweichung unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit von der Annahme der Verteilungsfunktion der Grenzzustandsfunktion ergeben, wird an dieser Stelle nicht eingegangen.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  ist definiert durch

$$p_f = P[G(X) \leq 0] = \int_{G(X) \leq 0} f(X) dx$$

Der Integrand  $f(X)$  ist die gemeinsame Verteilungsdichte des Vektors der Basisvariablen  $X$ , die in der Regel nicht bekannt ist. Aus diesem Grund sind nur für sehr einfache Fälle analytische Lösungen möglich. Eine ausführliche Beschreibung dieser Problematik und deren Lösung mit verschiedenen numerischen Integrations-, Simulations- und Approximationsverfahren kann (17) entnommen werden.

In diesem Beitrag wird zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit das numerische Integrationsverfahren nach (18) verwendet. Mit diesem numerischen Verfahren können die verschiedenen statistischen Momente der Grenzzustandsfunktion  $G(X)$  bestimmt werden:

$$E[G^k(X)] \equiv \sum_{j=1}^m w_j G^k(x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{nj})$$

$m$  Anzahl der Stützstellen, die sich durch die Integrationsregel ergibt

$w_j$  vordefinierte Gewichtung der Realisation entsprechend (18)

$x_{ij}$  Auswertestelle der  $i$ -ten Variable am  $j$ -ten Punkt

Die Auswertestellen können in den üblichen deterministischen Berechnungen verwendet und die angesetzten Grenzzustandsgleichungen ausgewertet werden, wobei zu beachten ist, daß die Berechnungen grundsätzlich unabhängig von den zu definierenden Grenzzustandsgleichungen sind. Für das im folgenden angeführte Beispiel sind dazu 25 Berechnungen erforderlich, die bei entsprechender Adaptierung der Software automatisch ablaufen können.

Anhand des besprochenen Tunnels sollen die Möglichkeiten des gezeigten Verfahrens erläut-

tert werden. Die Parameter wurden laut Tabelle 3 angenommen beziehungsweise wurden folgende Parameter beispielhaft als Basisvariablen definiert:

- ▷ Innerer Reibungswinkel  $\phi = \text{LN}(30 / 1,286)^\circ$
- ▷ Kohäsion  $c = \text{LN}(0,2 / 0,0333) \text{ MN/m}^2$
- ▷ Elastizitätsmodul  $E = \text{LN}(3\,000 / 500) \text{ MN/m}^2$ ,
- ▷ Dehnsteifigkeit der Spritzbetonschale  $EA = \text{LN}(1\,750 / 350) \text{ MN}$ .

Die Korrelation zwischen Reibungswinkel und Kohäsion wurde mit  $\rho_{\phi c} = -0,5$  angenommen. Weiters wurde die Autokorrelation der Bodenkennwerte bereits durch eine Verringerung der Variationskoeffizienten entsprechend (19) berücksichtigt. Die Berechnungen wurden ebenfalls mit dem Programm PLAXIS V7.1 durchgeführt.

### Berechnung mit Spritzbetonschale und 50 % Vorentlastung

Aus der Auswertung der FE-Berechnungen ergab sich für diesen Fall die Druckfestigkeit des Spritzbetons als entscheidender Parameter. Die Betrachtung der totalen Verzerrungen und Ausbauwiderstände sowie die Größe des plastischen Radius ergeben für dieses Beispiel eine sehr geringe Versagenswahrscheinlichkeit ( $\sim 1e-15$ ). Dies ist die Folge der angenommenen Kennwerte.

Für die Spritzbetonschale wurde folgende Grenzzustandsgleichung aufgestellt:

$$G(X) = F_m \cdot (\beta_R \cdot \ddot{U}b - \sigma_{FE})$$

mit

$F_m = \text{N}(1 / 0,1)$ ; Modellfaktor zur Abdeckung von Modellunsicherheiten,

$\beta_R = \text{LN}(17,5 / 2,5)$ ; Betondruckfestigkeit (aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde mit den Annahmen des vorigen Abschnittes der Rechenwert als Mittelwert angenommen),

$\ddot{U}b = \text{LN}(0,9 / 0,1)$ ; Übertragungsvariable zufolge veränderter Aushärtebedingungen oder veränderlicher Querschnitte,

$\sigma_{FE} = \text{LN}(7,737 / 1,694)$ ; Verteilung der maximalen Normalspannung in der Spritzbetonschale entsprechend den FE-Berechnungen unter Annahme einer lognormal-Verteilung.

Daraus errechnet sich mit der FORM-Analyse (20) eine Versagenswahrscheinlichkeit für den Spritzbeton von  $p_f \approx \sim 5,4e-3$ . Eine andere Möglichkeit der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit wäre zum Beispiel eine Monte-Carlo-Simulation der oben definierten Grenzzustandsgleichung. Dies kann jedoch bei kleinen  $p_f$  sehr aufwendig werden, erhöht aber die Aussagekraft nur unwesentlich.

Interessant ist die Auswirkung einer zusätzlich aufgetragenen Spritzbetonschicht zur Erhöhung der Tragreserven. Dadurch verringert sich umgekehrt proportional zur Flächenerhöhung bei konstanten Variationskoeffizienten der Mittelwert der maximalen Normalspannung

gen aus der FE-Berechnung. Bei einer zusätzlichen Schicht von 15 cm beziehungsweise einer Gesamtstärke von 40 cm Spritzbeton ergibt sich ein  $p_f \approx 1,2 \cdot 10^{-5}$ . Wird die Spritzbetonschale verdoppelt, so errechnet sich  $p_f \approx 2,7 \cdot 10^{-7}$ . Auf Basis derartiger Überlegungen können die Auswirkungen unterschiedlicher Maßnahmen sehr deutlich beurteilt werden.

### Berechnung ohne Spritzbetonschale

Will man nun die Versagenswahrscheinlichkeit des Tunnels ohne Einbau einer Spritzbetonschale untersuchen, so verringert sich die Anzahl der Variablen auf drei, und es können nur noch Gebirgskennwerte für die Grenzzustandsfunktion herangezogen werden.

Im folgenden wird beispielhaft eine maximal auftretende Schubverzerrung  $\gamma$  im Gebirge von 10 % für die Definition eines Grenzzustands herangezogen.

$$G(X) = F_m \cdot (\gamma_{\text{grenz}} - \gamma_{\text{FE}})$$

mit

$F_m = N(1/0,1)$ ; Modellfaktor zur Abdeckung von Modellunsicherheiten,

$\gamma_{\text{grenz}} = \text{LN}(10/2)$ ; Grenzwert für die maximal möglichen plastischen Verzerrungen,

$\gamma_{\text{FE}} = \text{LN}(1,159/0,885)$ ; Verteilung der plastischen Verzerrungen entsprechend den FE-Berechnungen unter Annahme einer lognormal-Verteilung.

Daraus ergibt sich ein  $p_f$  von  $8,6 \cdot 10^{-5}$ , ein durchaus üblicher Wert.

Interessiert man sich nun für die Wahrscheinlichkeit, daß nach Versagen der Spritzbetonschale ein Verbruch (Versagen des Gebirges) eintritt, so kann dies unter der Annahme, daß die gezeigte Grenzzustandsgleichung das Gebirgsversagen ausreichend beschreibt, folgendermaßen berechnet werden:

$$P_{f(\text{Geb/Sb})} = \frac{P_{f(\text{Geb})}}{P_{f(\text{Sb})}}$$

mit

$P_{f(\text{Geb/Sb})}$  Wahrscheinlichkeit, daß nach Versagen der Spritzbetonschale auch Gebirgsversagen eintritt,

$P_{f(\text{Geb})}$  Wahrscheinlichkeit von Gebirgsversagen,

$P_{f(\text{Sb})}$  Wahrscheinlichkeit von Spritzbetonversagen.

Damit ergibt sich unter Zugrundelegung der obigen Resultate eine Wahrscheinlichkeit eines Verbruchs nach dem Versagen der Spritzbetonschale von  $p_{f(\text{Geb/Sb})} = 9 \cdot 10^{-5} / 5,4 \cdot 10^{-3} \approx 1,6 \cdot 10^{-2}$ .

Der Vorteil dieser Betrachtungsweise wird somit deutlich, da auch das Gebirge in die Sicherheitsdefinition miteinbezogen wird, wenn auch unter den hier gewählten Bedingungen die Spritzbetonschale vorerst der maßgebende Faktor ist. Es ist jedoch möglich, und bei ungünsti-

gen Gebirgsverhältnissen auch sinnvoll, die Grenzzustandsgleichungen für Schale und Gebirge zu koppeln.

Mit den hier gezeigten Grenzzustandsgleichungen beziehungsweise errechneten Versagenswahrscheinlichkeiten soll keine absolute Beurteilung der Sicherheit des gewählten Tunnelbeispiels ermittelt werden, sondern die Möglichkeiten aufgezeigt werden, probabilistische Überlegungen in numerische Berechnungsverfahren zu integrieren. Es ist somit möglich, mit vertretbarem Aufwand verschiedene Versagensmechanismen und Ausbauvarianten unter Einbeziehung der Probabilistik vergleichend zu beurteilen.

Die Problematik der hier aufgezeigten Vorgangsweise liegt in erster Linie in einer zutreffenden Formulierung der Grenzzustandsgleichungen, vor allem für das Gebirge. Hier sind weitere Überlegungen notwendig, an dieser Stelle sollte die generelle Anwendungsmöglichkeit einer Einbeziehung des Gebirges in die Sicherheitsdefinition aufgezeigt werden.

### Schlußfolgerung

Es wurde versucht, die Problematik von Sicherheitsdefinitionen im Tunnelbau aus verschiedenen Blickwinkeln zu beleuchten. Es konnte gezeigt werden, daß die Beurteilung der Standicherheit ausschließlich aufgrund der Spannungen in der Schale das tatsächliche Sicherheitsniveau nicht wiedergeben kann. Ein probabilistischer Ansatz in Kombination mit numerischen Verfahren wurde zur Diskussion gestellt. Die prinzipielle Anwendungsmöglichkeit wurde an einem einfachen Beispiel exemplarisch gezeigt. Weitere Untersuchungen, insbesondere zur Definition von geeigneten Grenzzustandsgleichungen, werden zur Zeit durchgeführt.

### Quellennachweis

1. Petersen, A.: Geostatische Untersuchungen für tiefliegende Regionalbahnen am Beispiel Hannover. In: *Forschungsergebnisse aus dem Tunnel- und Kavernenbau* (1998), Nr. 12.
2. Chang Yanting: *Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock - A Rock Mechanics Study*. Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics. Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1994.
3. Pöttler, R.: Konsequenzen für die Tunnelstatik aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens von jungem Spritzbeton. In: *Felsbau* 8 (1990), S. 121-128.
4. Schubert, W.; Golser, J.; Schwab, P.: Weiterentwicklung des Ausbaus für stark druckhaftes Gebirge. In: *Felsbau* 14 (1996), S. 36-40.
5. John, M.: NATM Application at the Inntal Tunnel. In: *Felsbau* 14 (1996), S. 76-81.
6. Pöttler, R.: Über die Wirkungsweise einer geschlitzten Spritzbetonschale. In: *Felsbau* 15 (1997), S. 422-429.
7. King, J.R.J.; Crighton, G.S.; Wellis, J.; Purrer, W.: Field Engineering and Construction of the UK-Undersea Cross-over. In: *Tunels & Tunnelling* Nr. 10/1990.

8. Duddeck, H.: *Guidelines for the Design of Tunnels*. ITA Working Group of General Approaches to the Design of Tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 3, pp. 237-249, 1988.
9. Rokahr, R.B. ; Lux, K.H.: *Zur Vorbemessung tiefliegender Tunnel in Fels*. Taschenbuch für den Tunnelbau 1986, S. 203-284, Taschenbuch für den Tunnelbau 1987, S. 155-193. Essen: Verlag Glückauf, 1985, 1986.
10. Baudendistel, M.: Zum Entwurf von Tunnel mit großem Ausbruchsquerschnitt. In: *Rock Mechanics*, Suppl. 8 (1979), S. 75-100.
11. Fetz, Th. ; Hofmeister, M. ; Huger, G. ; Jäger, J. ; Lessmann H. ; Oberguggenberger, M. ; Rieser, A. ; Stark, R.: Tunnelberechnung – Fuzzy? In: *Bauingenieur* 72 (1997), S. 33-40.
12. Lauffer, H. (Wien): Ein neues Sicherheitskonzept im Tunnelbau. In: *Felsbau* 13 (1995), S. 341-345.
13. Lauffer, H. (Innsbruck): Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. In: *Geologie und Bauwesen* 24 (1958), Nr. 1.
14. Liebsch H.: Weiterentwicklung der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode im Wiener U-Bahn-Bau. In: *Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ)* 137 (1992), S. 219-225.
15. Vilaescusa, E.: *Statistical modelling of rock jointing*. Proc. of the Conf. on probabilistic methods in geotechnical engineering, pp. 221-231. Rotterdam: Balkema, 1993.
16. Edlmair, G. ; Marence, M. ; Jung, G.: Bewertung geotechnischer Risiken beim Eisenbahntunnelprojekt in Mazedonien. In: *Felsbau* 14 (1996), S. 332-336.
17. Petschacher, M.: *Zuverlässigkeit technischer Systeme*. Bericht Nr. 199, Institut für Baustatik und Konstruktion. Zürich: Birkhäuser, 1993.
18. Zhou, J. ; Nowak, A.S.: Integration formulas to evaluate functions of random variables. In: *Structural safety* 5 (1988), pp. 267-284.
19. Vanmarcke, E.H.: Probabilistic Modelling of Soil Profiles. In: *J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103 (1977), pp. 1227-1246.
20. *Programm Vap 1.6*. Institut für Baustatik und konstruktiven Ingenieurbau, ETH Zürich.
21. DS 853: *Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten*. DB AG, Bekanntgabe 3, gültig ab 1.1.1997.I
22. Brinkgreve, R.B.J. ; Vermeer, P.A.: *PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*. Version 7.1. Rotterdam: Balkema, 1998.

#### Autoren

Dipl.-Ing. Dr.techn. Rudolf Pöttler und Dipl.-Ing. Dr.techn. Max John, ILF ZT GmbH, Framsweg 16, A-6020 Innsbruck, Österreich, a.o. Univ.-Professor Helmut F. Schweiger und Dipl.-Ing. Robert Thurner, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Rechbauerstraße 12, A-8010 Graz, Österreich.