

---

# Bemessung von Tunnelaußenschalen in Spritzbetonbauweise unter Berücksichtigung von physikalisch nichtlinearem Materialverhalten mit besonderen Hinweisen auf die neue DIN 1045-1

---

## STRUCTURAL DESIGN OF TEMPORARY SHOTCRETE TUNNEL LININGS UNDER CONSIDERATION OF PHYSICALLY NONLINEAR MATERIAL BEHAVIOUR WITH SPECIAL REFERENCE ON THE NEW GERMAN STANDARD DIN 1045-1

**KARL SCHIKORA, BERNHARD THOMÉE**

Bei bergmännischen Spritzbetonbauweisen wird der Tunnelquerschnitt in periodisch wiederkehrenden Bauphasen aufgeföhren und anschließend sofort durch Spritzbeton gesichert. Hierbei entsteht im Boden eine räumliche Tragwirkung, die mit jeder Vortriebsphase veränderlich ist. Bei Entfernungen vom Vortriebsgeschehen, die größer als ein oder zwei Tunneldurchmesser sind, treten ebene Tragwirkungen auf. Diese ebenen Tragwirkungen können bei der Entwicklung von Berechnungsmodellen vorteilhaft genutzt werden, indem das Vortriebsgeschehen über Scheibenberechnungen simuliert wird. Ermittelt man die Belastungen der Tunnelschale mit einer physikalisch nichtlinearen Berechnung gemäß DIN 1045-1 [1], so werden die Momente im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Rissbildung so stark abgebaut, dass die Größenordnung der Momente im Gebrauchszustand kaum überschritten wird. Dieses Ergebnis kann genutzt werden, indem die Systemtragfähigkeit näherungsweise, ohne aufwändige nichtlineare Berechnung, aus den Schnittgrößen des Gebrauchszustandes bestimmt wird.

*In the case of shotcrete methods the tunnel section is driven in recurring construction phases and subsequently supported by shotcrete. This results in a three-dimensional load carrying behaviour of the surrounding soil where the stress state changes with each excavation phase. At a distance from the heading of one to two times the tunnel diameter things are different. Here the load carrying behaviour is approximately plane. This knowledge can be used to develop a computational model that simulates the excavation process by a plane strain problem. Determining the stress resultants in the tunnel lining, using a physically nonlinear analysis according to German Standard DIN 1045-1, shows that the bending moments at the ultimate limit state will decrease due to cracking to a value not exceeding moments under service load. This result can be used to determine the load bearing capacity of the tunnel lining from the stress resultants in the serviceability limit state without performing an expensive nonlinear analysis.*

### 1. Einleitung

Bei bergmännischen Tunnelbauweisen wird der Tunnelquerschnitt in periodisch wiederkehrenden Bauphasen im Voll- oder Teilausbruch aufgeföhren

und anschließend sofort mit einer 15 bis 30 cm starken Spritzbetonschale aus C20/25 und Stützbögen aus Stahl gesichert. An der Innenseite der Spritzbetonschale (luftseitig) wird meist eine Betonstahlmatte Q188 angeordnet (Bild 1). Falls erforder-

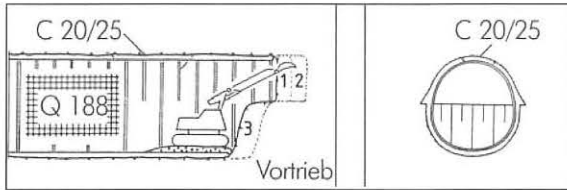


Bild 1: Bergmännischer Vortrieb im Lockergestein

derlich, können zusätzliche Sicherungselemente wie Pfänddielen, Vereisung, Injektionen oder Druckluft eingesetzt werden. Ist der Tunnel vollständig aufgefahen, erfolgt meist der Einbau der Innenschale aus Ortbeton.

## 2. Tragwirkung und Rechenmodell

Primäres Ziel statischer Untersuchungen ist die Ermittlung der durch das Gebirge erzeugten Beanspruchung des Tunnelausbaues. Es handelt sich bei Tunnelberechnungen um ein äußerst komplexes räumliches Tragsystem aus Lockergestein und Tunnelschale, dessen geometrische Verhältnisse und Spannungszustand sich mit jeder Vortriebsphase ändern.

Das Tragsystem Boden-Tunnel wechselt ständig seine Geometrie. Es ist räumlich ausgedehnt und zeitlich veränderlich. Ein solch komplexes vierdimensionales Tragsystem kann nur durch stark vereinfachte Berechnungsmodelle beschrieben werden,

die nur wesentliche charakteristische Eigenschaften berücksichtigen. In vielen Fällen müssen sogar wichtige Einflüsse unterdrückt werden, um mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand Ergebnisse zu erzielen. Wegen der umfangreichen Idealisierungen und Vereinfachungen sollten die Rechenergebnisse unbedingt durch Messungen überprüft werden (Bild 2).

Bild 3 zeigt am Beispiel der Kontaktspannungen  $\sigma_r$  zwischen Tunnelschale und Boden wie der räumliche Spannungszustand während des Vortriebs in ei-

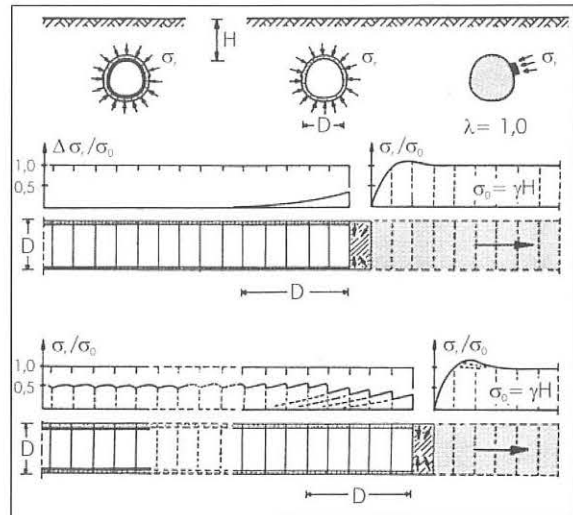


Bild 3: Kontaktspannung zwischen Tunnelschale und Boden

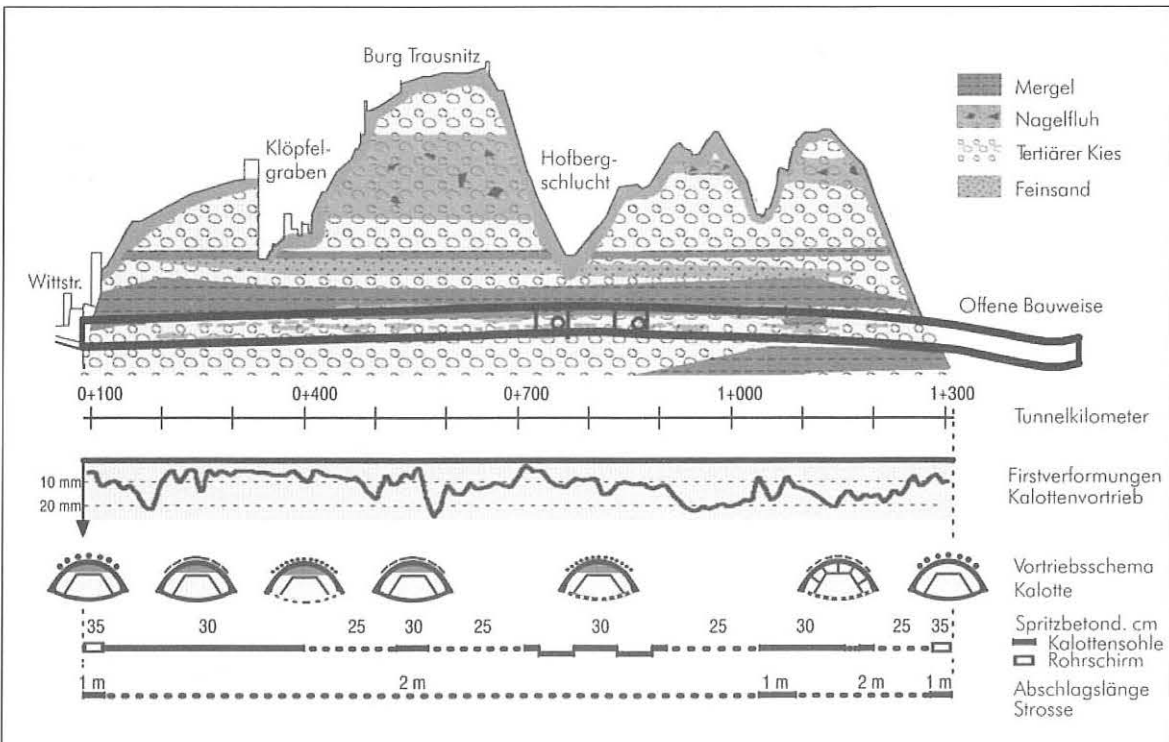


Bild 2: Hofbergtunnel - Setzungen in der Firste

ne ebene Tragwirkung übergeht. Im oberen Teil des Bildes sind die Kontaktspannungen  $\Delta\sigma_r$  dargestellt, die durch den Ausbruch eines Abschlages erzeugt werden. Sie verlaufen längs der Tunnelschale stetig. Durch versetzte Überlagerung der Kontaktspannungen  $\Delta\sigma_r$  mehrerer Ausbrüche erhalten die endgültigen Spannungen  $\sigma_r$  einen sägezahnförmigen Verlauf, der jedoch in ausreichender Entfernung vom Vortriebsgeschehen pro Abschlag unveränderlich ist.

Während einer Vortriebsphase (Bild 4) kann sich das den Ausbruchsbereich umgebende Lockergestein in den Ausbruchsquerschnitt hinein verformen. Hierdurch entsteht um den Ausbruchsbereich herum ein begrenzter, räumlicher Spannungszustand, der Belastungen der angrenzenden Spritzbetonschale erzeugt. Die Größe der Verformungen und zusätzlichen Spannungen ist abhängig von der Abschlagslänge und der Zeit, die bis zur Sicherung des Ausbruchbereiches verstreicht, da die Materialeigenschaften des Lockergesteins zeitlich veränderlich sind.

Betrachtet man einen bestimmten Tunnelquerschnitt, so erhält dieser bei jedem Abschlag eine zusätzliche Belastung, die jedoch mit zunehmender Entfernung des Vortriebes rasch abnimmt. Bei hin-

reichendem Abstand (größer als ein Tunneldurchmesser) vom Ausbruchsbereich hat jeder Querschnitt nahezu gleiche Belastungen erhalten. Es treten idealisiert betrachtet nur noch Tragwirkungen quer zur Tunnelachse auf, die Längstragwirkungen sind durch die gleichartigen Überlagerungen der Zusatzbelastungen aus jeder Bauphase völlig aufgehoben worden. Einen solchen Spannungszustand bezeichnet man als ebenen Verformungszustand. Da keine Längstragwirkung auftritt, kann dieser Lastfall nach der Scheibentheorie berechnet werden. Eine weitere Vortriebsphase, z.B. der dem Kallottenausbruch folgende Strossenausbruch, bewirkt erneute Längstragwirkungen, die wiederum mit zunehmender Entfernung vom Vortrieb durch Überlagerungen in einen ebenen Verformungszustand übergehen. Folgen die Vortriebsphasen sehr eng aufeinander, so tritt ein ebener Verformungszustand erst nach Abschluss des Vortriebsgeschehens ein.

Eine wirklichkeitsnahe Berechnung des Tunnelvortriebes müsste wie beschrieben, an einem räumlichen Berechnungsmodell unter Berücksichtigung rheologischer Aspekte erfolgen, wie es beim Rechenmodell Petuelring in München wegen der sich schräg schneidenden Tunnel erforderlich war (Bild 5). Dies ist jedoch mit den heute zur Verfügung ste-

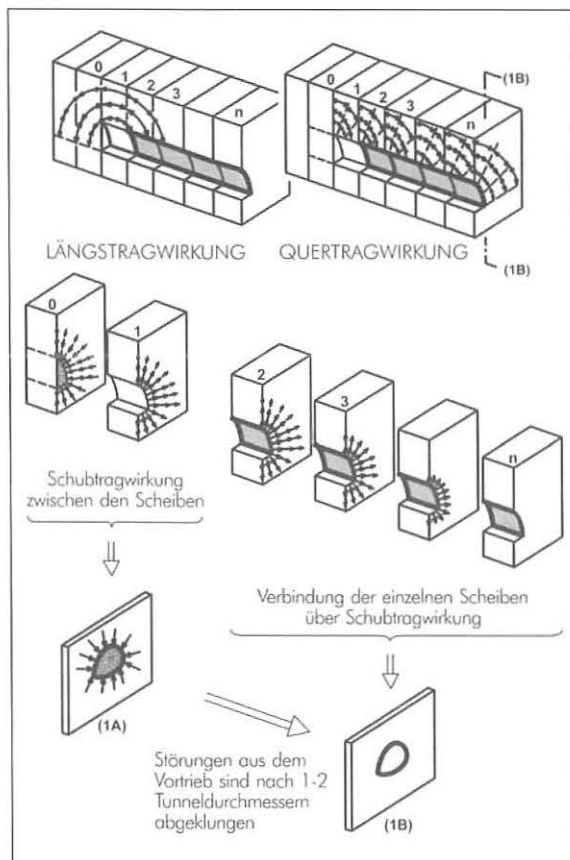


Bild 4: Rechenmodell Tunnelbau

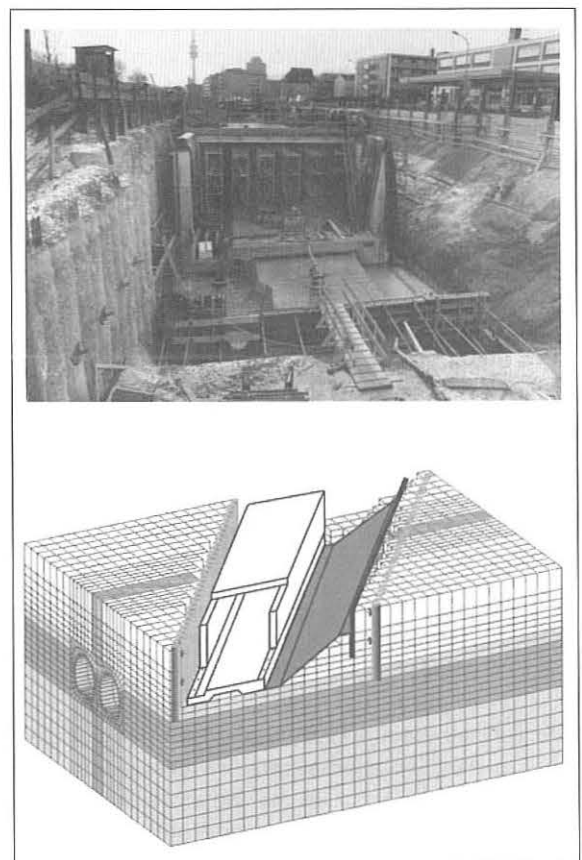


Bild 5: Rechenmodell Petuelring München

henden Rechenprogrammen kaum vertretbar. Stark vereinfachend versucht man das Vortriebsgeschehen durch Scheibenberechnungen zu erfassen. Dieses Vorgehen stützt sich auf folgende Überlegungen: Während des Vortriebsgeschehens treten, wie beschrieben, immer wieder ebene Verformungszustände auf, die nach der Scheibentheorie berechnet werden können. Wählt man für diese Scheibenberechnungen die richtigen Eingangsparameter, so kann das Vortriebsgeschehen in gewissen Konsolidierungsphasen hiermit erfasst werden. Dies ist immer der Fall, wenn Tunnelbereiche betrachtet werden, die mehr als einen Durchmesser vom Ausbruchsgeschehen entfernt sind. Die erwähnten Eingangsparameter müssen Längstragwirkungen und zeitliche Verformungseinflüsse erfassen. Dies bedeutet für den Scheibenzustand, die Verformungen müssen durch die Eingangsparameter so beeinflusst werden, dass die Verformungen des Rechenmodells mit den Verformungen des Tragwerks während des Vortriebes übereinstimmen. Ein solches Rechenmodell könnte eine Scheibe mit weichem Kern sein. Im Laufe der Rechnung wird der Kern entfernt und durch eine Randverstärkung ersetzt. Die Verformungen der Scheibe, die das Gebirge im Rechenmodell beschreibt, können über die Steifigkeit des Scheibenkernes mit Hilfe des Parameters  $\alpha$  gesteuert werden. Inwieweit die Wahl des Parameters  $\alpha$  der Wirklichkeit entspricht, kann nur durch Messergebnisse überprüft werden. In Bild 6 ist der Vergleich Rechnung - Messung am Beispiel der Parkkaverne Landsberg dargestellt.

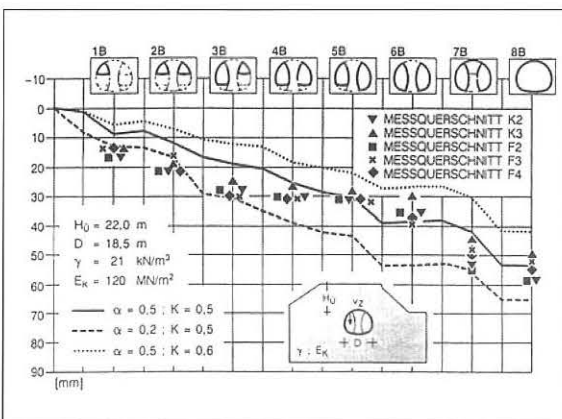


Bild 6: Vergleich Rechnungen und Messungen Parkkaverne Landsberg

Die Tunnelberechnungen und Messungen zeigen, dass in den Spritzbetonschalen Normalkräfte und Momente auftreten. Die Normalkräfte hängen im Wesentlichen von der Überlagerungshöhe, dem Vortriebsgeschehen und der Bodenbeschaffenheit ab. Die Momente wechseln bei gut konstruierten

Tunnelschalen häufig das Vorzeichen und sind daher von begrenzter Größe. Der häufige Vorzeichenwechsel der Momente signalisiert, dass die Spritzbetonschale nur unwesentlich von der Stützlinie abweicht.

Wird bei Tunnelberechnungen im Lockergestein die Biegesteifigkeit der Spritzbetonschale sowie die Dehnsteifigkeit erheblich vermindert, so ändert sich die Normalkraftverteilung nur unwesentlich, während die Momente erheblich reduziert werden (Bild 7). Selbst an Stellen großer Biegemomente können sogar Gelenke eingeführt werden und es ist weiterhin ein Gleichgewichtszustand möglich, ohne dass sich die Verteilung der Normalkräfte nennenswert ändert. Dieses Tragverhalten wird durch die stützende Wirkung des Bodens und die geringen Abweichungen von der Stützlinie ermöglicht. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass die Größe der Momente von der Biegesteifigkeit der Spritzbetonschale abhängig ist, wobei jedoch die Momente zur Lastabtragung nicht erforderlich sind, wenn nicht allzu große Abweichungen von der Stützlinie auftreten wie z.B. horizontale Sohlbereiche.

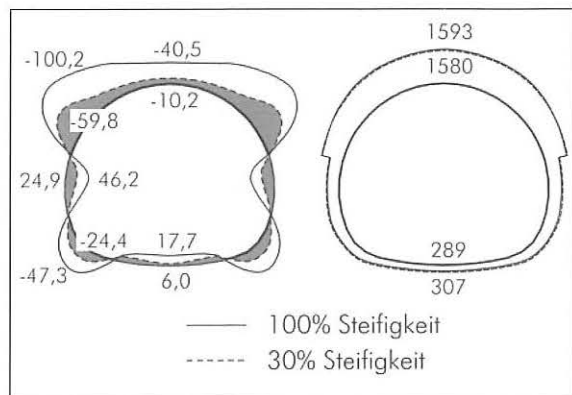


Bild 7: Verlauf der Schnittkräfte für volle Steifigkeit und 30 % Steifigkeit

### 3. Systemwiderstand und Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend DIN 1045-1

Da bei Tragfähigkeitsuntersuchungen im Tunnelbau die Biegesteifigkeit der Spritzbetonschale mit zunehmender Last bzw. Beanspruchung abnimmt, liegt es nahe, diesen Einfluss, der die Momente abmindert bzw. nicht proportional zur Last wachsen lässt, näher zu betrachten. Bei einer Bemessung nach der alten DIN 1045 konnten in diesem Zusammenhang für Momente geringere Sicherheitsbeiwerte angesetzt werden [2].

Die neue DIN 1045-1 [1] stellt Forderungen, die mit einer nach der alten Norm bemessenen Spritzbetonschale kaum erfüllt werden können, wenn

nicht gewisse Interpretationen oder Auslegungen angewendet werden. Nach DIN 1045-1 darf die Ermittlung des Bemessungswerts des Tragwiderstands  $R_d$  über eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung erfolgen. Der Ausdruck "nichtlinear" bezieht sich dabei und im Folgenden auf physikalisch nichtlineare Berechnungsverfahren, die eine nichtlineare Schnittgrößen-Verformungs-Beziehung berücksichtigen. Bei der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung muss der Tragwiderstand  $R$  um den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R = 1,3$  größer sein als der Bemessungswert der Beanspruchung  $E_d$ .

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cR}) \geq E_d = \gamma_G E_k \quad (1)$$

Da der Teilsicherheitsbeiwert  $R$  auf den gesamten Systemwiderstand  $R$  bezogen ist, kann die Gleichung (1) mit diesem Wert multipliziert werden.

$$R(f_{cR}) \geq \gamma_R E_d = \gamma_R \gamma_G E_k = \gamma E_k \quad (2)$$

$$\gamma = \gamma_R \cdot \gamma_G = 1,3 \cdot 1,35 = 1,755 \approx 1,76$$

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$$

Dies bedeutet, dass der Systemwiderstand der Spritzbetonschale die 1,76-fachen Einwirkungen des Gebrauchszustandes überschreiten muss, bzw. das System darf bei 1,76-fachen Lasten nicht versagen. Diese Aussage vereinfacht die weitere Berechnung wesentlich, da bei einer nichtlinearen Berechnung die Teilsicherheitsbeiwerte entfallen und nur noch eine Steigerung der Last verfolgt werden muss.

Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 wird der Grenzwert für das Versagen des Betons auf Druck mit dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  angesetzt.

$$f_{cd} = \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{\alpha f_{ck}}{1,5} \quad (3)$$

Dieser Wert entspricht dem Grenzwert für Betonversagen bei einer nichtlinearen Berechnung.

$$\frac{f_{cR}}{\gamma_R} = \frac{0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}}{1,3} = \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{1,53} \approx \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{1,5} \quad (4)$$

Es ist somit auch sichergestellt dass bei dieser Methode der nichtlinearen Berechnung auch der Grenzwert der Tragfähigkeit jedes Querschnitts erfüllt ist.

#### 4. Spritzbeton - Sicherheitsbeiwerte - Materialkennwerte - Grenzwerte

Für unbewehrte Bauteile aus Beton muss nach DIN 1045-1 5.3.3 (8) ein Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,8$  wegen der geringen Verformungsfähigkeit des Betons angesetzt werden. Dies könnte auch für den Spritzbeton zutreffen, wenn nicht folgende konstruktive Details beachtet werden. Spritzbetonschalen sind meist ganz gering bewehrt (Q188). Als Auflager von Pfänddielen oder Spießen werden Stützbögen aus Stahl gestellt. Die geringe Bewehrung ist in der Lage Risse an den Innenseiten zu verteilen. Risse an der Außenseite werden durch zunehmende Bettung des Bodens begrenzt. Die Stützbögen in ca. 1 m Abstand verbessern die Duktilität des Spritzbetons erheblich. Außerdem darf nach DIN 1045-1 5.3.3 (7) bei Fertigteilen  $\gamma_c$  von 1,5 auf 1,35 verringert werden, wenn die Herstellung und das fertige Bauteil ständig überwacht werden. Der Spritzbeton und auch die Herstellung der Tunnelschale unterliegen auf einer Tunnelbaustelle einer ständigen Güteüberwachung und Qualitätsprüfung. Aus diesen Gründen der ständigen Überwachung und des Vorhandenseins einer gewissen Duktilität des Betons durch geringe Bewehrung und Tunnelbögen, die ein Versagen ohne Vorankündigung ausschließen, ist es vertretbar vom Sicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton abzuweichen und bei Spritzbetonschalen im Tunnelbau den Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  für bewehrten Beton zu verwenden.

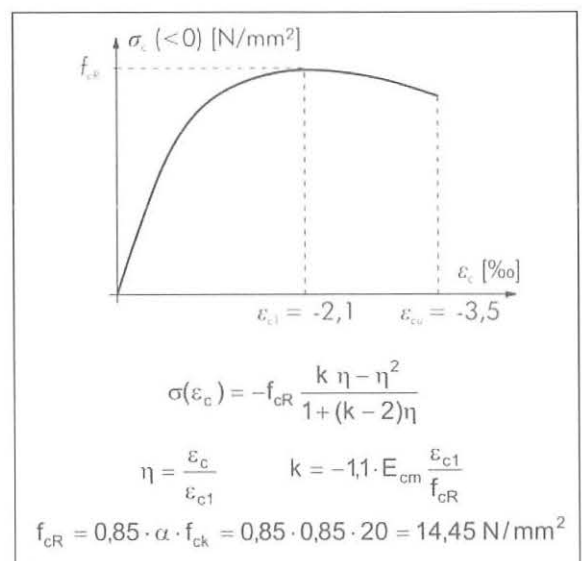


Bild 8: Einaxiales Druckverhalten für Beton C20/25

Um bei unbewehrten Bauteilen ein Versagen bei Erstrissbildung ohne Vorankündigung zu vermeiden, wird in DIN 1045-1 5.3.2 (4) eine Beschrän-



kung der Ausschnitte  $e_d/h \leq 0,4$  gefordert. Diese Bedingung ist unbedingt einzuhalten.

Der Nachweis der plastischen Rotation bei vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen nach DIN 1045-1 8.4.2 ist im Tunnelbau nicht ganz zutreffend, da es sich hier um überwiegend druckbeanspruchte Bauteile handelt. Versuche an Betonprismen zeigen, dass die Grenzrotation auf  $\Theta_{pl,d} = 7$  mrad begrenzt werden sollte. Für die weiteren Betrachtungen ist dies jedoch kaum relevant, da die Beanspruchungen im Tunnelbau selten zu dieser starken Rotation führen, bzw. die vorher beschriebenen Grenzwerte wirksam werden. Bei baupraktischen Tunnelberechnungen von konstruktiv sinnvollen Konstruktionen wird selbst bei hoch belasteten Querschnitten eine Rotation von  $\Theta_{pl,d} = 5$  mrad kaum überschritten (Bild 11).

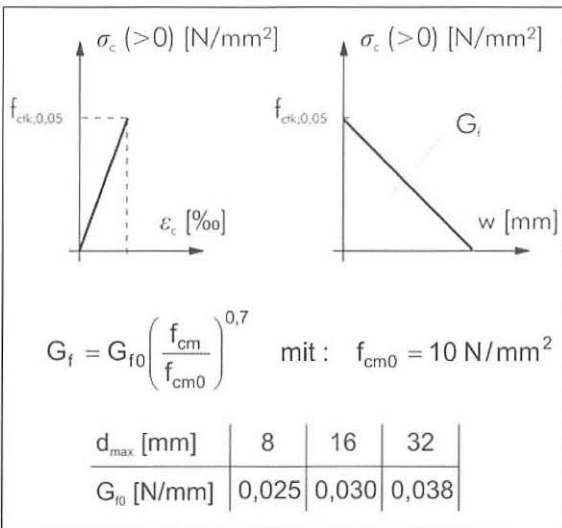


Bild 9: Einaxiales Zugverhalten für Beton C20/25

Bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist entsprechend DIN 1045-1 9.1.5 für den Druckbereich eines Spritzbetons C 20/25 eine Spannungsdehnungslinie zu verwenden, die Bild 8 entspricht. Diese Linie erreicht bei einer Dehnung  $\epsilon_{c1} = -2,1$  ‰ ihr Maximum und nimmt dann bis zu einer Dehnung von  $-3,5$  ‰ wieder ab. Um nicht ein zu weiches Verhalten zwischen den Rissen im Beton zu erhalten, ist gemäß DIN 1045-1 8.5.1 (8) ein Mitwirken des Betons auf Zug in geeigneter Weise zu berücksichtigen. Die Verwendung einer Spannungs-Dehnungsbeziehung für den entfestigenden Zugbereich ist aufgrund der lokalen Rissbildung, verbunden mit großen Dehnungskonzentrationen im Rissquerschnitt nicht sinnvoll. Die Beschreibung des Zugverhaltens sollte daher in Anlehnung an den Model Code 90 [3] mittels einer Spannungs-Dehnungsbeziehung für Bereiche außerhalb des Risses und einer Spannungs-Rissöffnungsbeziehung ( $\sigma_c$ - $w$ )

für den Rissquerschnitt erfolgen (Bild 9). Die Bruchenergie  $G_f$  dient dabei als bruchmechanischer Kennwert zur Beurteilung des Widerstandes des Betons gegen eine Zugbeanspruchung und ist als Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung bezogen auf die Rissfläche zu deuten. Nach Model Code 90 [3] kann die Bruchenergie in Abhängigkeit des Größtkorns aus der Betondruckfestigkeit bestimmt werden.

Mit den beschriebenen Materialeigenschaften und Sicherheitsbeiwerten könnte über Laststeigerungen eine nichtlineare Berechnung eines Tunnelvortriebes mit Scheibenberechnungen durchgeführt werden. Steht kein FE-Programm zur Verfügung das ein Materialgesetz mit den beschriebenen Eigenschaften des Betons enthält, oder will man Ergebnisse unabhängig testen, dann bietet sich ein Verfahren einer linearen Berechnung mit Ersatzsteifigkeiten an.

5. Abminderung der elastischen Steifigkeit

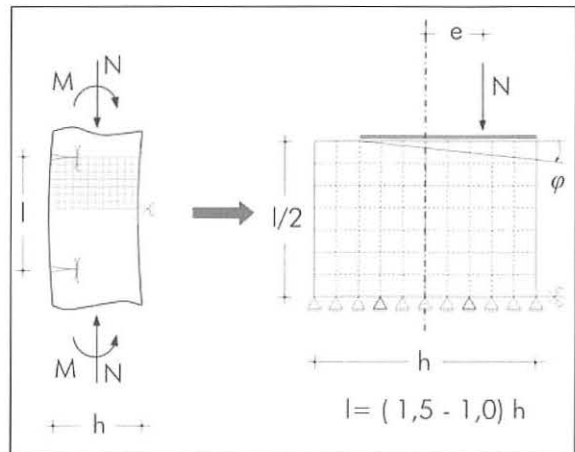


Bild 10: Berechnungsmodell gerissener Betonstab

Versuche mit ausmittig gedrückten, unbewehrten Betonstäben [4] zeigen, dass an der Biegezugseite in einem Abstand der 1,0 bis 1,5 fachen Dicke dieser Stäbe Risse (Primärrisse) entstehen. Mit wachsender Last klaffen diese Risse auf, wobei sich senkrechte Rissverzweigungen bilden (Bild 10). Mit zunehmender Krümmung vergrößern sich diese Verzweigungsrisse und bewirken eine Abtrennung der zugbeanspruchten Bereiche. Die Steifigkeit sinkt deutlich ab. An der Rissstelle steht zur Übertragung der inneren Kräfte nur der ungerissene Querschnittsbereich zu Verfügung, während mit wachsendem Abstand vom Riss erheblich größere Querschnittsbereiche an der Lastabtragung teilnehmen und auch begrenzte Zugspannungen übertragen werden.

Untersucht man mit dem in Abschnitt 4 beschriebenen Materialverhalten ausmittig gedrückte Betonprismen, so kann eine Momenten-Normalkraft-Steifigkeitsbeziehung aufgestellt werden [5]. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass auch Bereiche mit Zugspannungen zugelassen werden.

Mit den folgenden Formeln (5) können Biegesteifigkeiten als Mittelwerte der durch die Risse begrenzten Bereiche angegeben werden.

$$f = \frac{EI_{EL}}{EI}; \quad n = \frac{N}{hb f_{cR}}; \quad \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{N \cdot e}{EI};$$

$$f = \frac{EI_{EL}}{\rho \cdot N \cdot e} \quad (5)$$

Bild 11 zeigt den Reduktionsfaktor  $f$  der Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von  $e/h$  und  $n$  für einen Beton C 20/25.

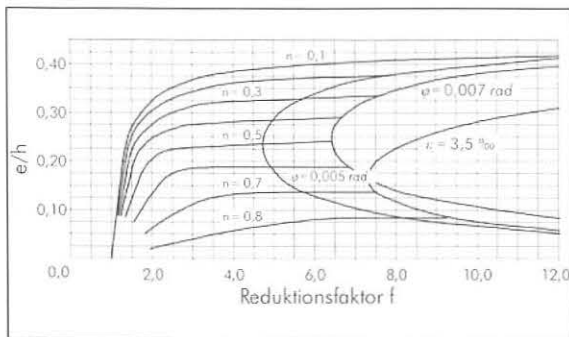


Bild 11: Reduktionsfaktor  $f$  der elastischen Biegesteifigkeit

Würde die Berechnung anstatt zwischen den Rissen mit dem Materialgesetz nach DIN 1045-1 ohne Zugspannungsbereiche an Stäben durchgeführt, wären die Reduktionsfaktoren der Steifigkeit größer, da hier der volle Querschnitt zwischen den Rissen nicht berücksichtigt wäre, d.h. die Forderung nach DIN 1045-1 8.5.1 (8) die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu berücksichtigen, wäre nicht eingehalten.

### 6. Vereinfachte nichtlineare Berechnung

Nach Gleichung (2) muss entsprechend DIN 1045-1 bei einer nichtlinearen Berechnung der Systemwiderstand bei Spritzbetontragwerken größer sein als die  $\gamma = \gamma_R \cdot \gamma_G = 1,3 \cdot 1,35 = 1,76$ -fache Einwirkung. Solche Berechnungen können vereinfacht mit den ermittelten Reduktionsfaktoren der elastischen Steifigkeit durchgeführt werden. Nach der Berechnung des Gebrauchszustandes mit den elastischen Steifigkeiten, wird die Last um den Faktor 1,76 gesteigert und gleichzeitig über eine iterative Berechnung die Steifigkeit der Spritzbe-

tonschale entsprechend der Reduktionsfaktoren an die Beanspruchung angepasst. Berechnungen von Tunnelsystemen zeigen, dass bei  $\gamma$ -fachen Einwirkungen trotz nichtlinearer Rechnung die Normalkräfte fast proportional der Laststeigerung wachsen, während die Momente erheblich reduziert werden. Bei geringer Beanspruchung wachsen zwar die Momente bei Laststeigerung über die Größenordnung des Gebrauchszustandes, jedoch bei starken Beanspruchungen in der Größenordnung der Tragfähigkeit des Spritzbetons werden die Momente durch Plastifizierung so stark abgebaut, dass sie die Größenordnung des Gebrauchszustandes nicht überschreiten. Bei Tunnelberechnungen ist jedoch zu beachten, dass Zwischenbauzustände nicht in die Laststeigerung des Endzustandes einbezogen werden dürfen, da sonst große plastische Verformungen der Teilbauzustände (z.B. Kalottenausbruch) die Schnittkräfte im Endzustand (Vollausbruch) unzulässig stark reduzieren oder verändern.

Bild 12 zeigt den Momentenverlauf der Spritzbetonschale eines Tunnelquerschnitts von 80 m<sup>2</sup> Ausbruchsfläche, der im Kalotten- und Strossenvortrieb aufgefahren wurde, für 1,76-fache Lasten bei elastischem und nichtlinearem Materialverhalten und die Ergebnisse der Querschnittsbemessung.

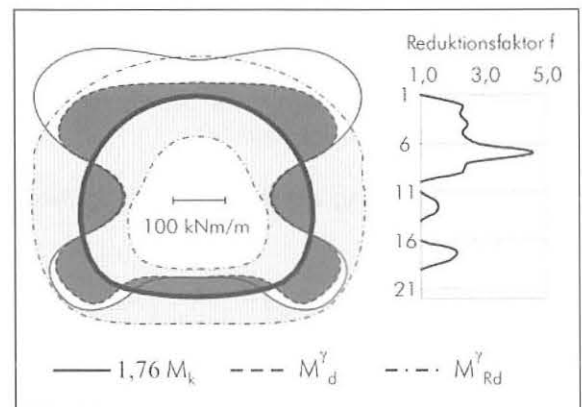


Bild 12: Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung

Bei stark beanspruchten Querschnitten gilt näherungsweise für den Bemessungswert der Beanspruchung:

$$N_d^\gamma \approx 1,76 N_k \quad \text{und} \quad M_d^\gamma \approx M_k \quad (6)$$

$$e^\gamma = \frac{M_k}{1,76 N_k} = \frac{e}{1,76} \quad (7)$$

Dieses Ergebnis bedeutet, der Bemessungswert der Beanspruchung kann näherungsweise aus den Schnittkräften des Gebrauchszustandes nach den Formeln (6) und (7) ermittelt werden.

## 7. Querschnittsbemessung

Die Spannungs-Dehnungslinie für eine Querschnittsbemessung entspricht nach DIN 1045-1 einem Parabelrechteckdiagramm (Bild 13).

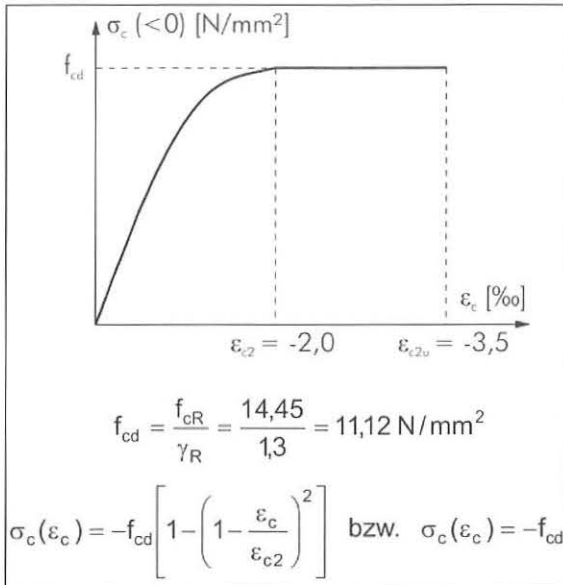


Bild 13: Spannungs-Dehnungsbeziehung für die Querschnittsbemessung

Aus dieser Spannungsbeziehung kann die maximal aufnehmbare Normalkraft eines gerissenen Querschnitts in Abhängigkeit von der bezogenen Ausmitte  $e/h$  ermittelt werden (Bild 14).

## 8. Zusammenfassung der Ergebnisse für Spritzbetonschalen

Die ermittelten Ergebnisse kann man nutzen, indem man, wie bei Tunnelberechnungen üblich, die Momente und die Normalkräfte der Spritzbetonschale unter Gebrauchslast an einem Rechenmodell, bestehend aus Bodenscheibe mit weichem Kern und Bodenscheibe mit Loch und ringförmiger Spritzbetonverstärkung, ermittelt [6].

Hierbei ist für den Boden ein elastoplastisches Materialverhalten anzusetzen, während für die Spritzbetonschale elastische Steifigkeitswerte entsprechend DIN 1045-1 angenommen werden. Die Ergebnisse entsprechen dann bei geeigneten Modellannahmen den Messergebnissen während des Vortriebs.

Bei weiterer Laststeigerung bis zur Tragfähigkeit der Spritzbetonsicherung und Berücksichtigung nichtlinearem Materialverhaltens der Spritzbetonschale wachsen die Normalkräfte nahezu proportional, während die Momente bei starker Ausnutzung die

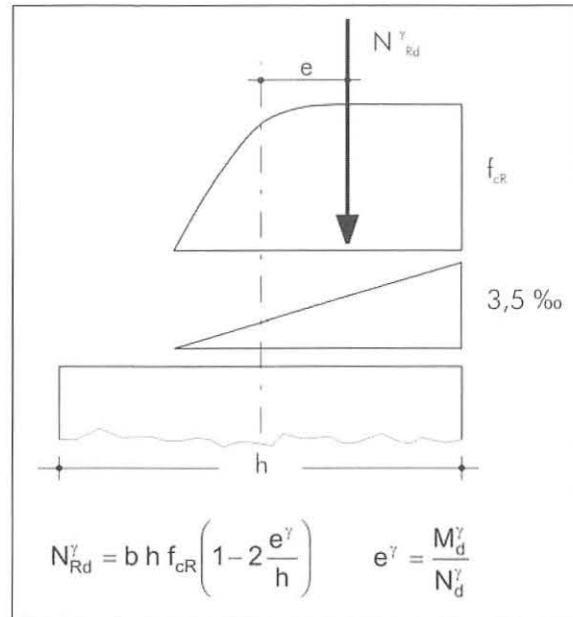


Bild 14: Spannungen am Querschnitt bei Normalkraft mit Exzentrizität

Größenordnung des Gebrauchszustandes nicht überschreiten. Diese Ergebnisse kann man nutzen, ohne eine aufwendige nichtlineare Berechnung der Systemtragfähigkeit, indem man die Tragfähigkeit eines Querschnitts über die Schnittkräfte des Gebrauchszustandes ermittelt. Es sollte jedoch beachtet werden, dass zur Abdeckung von Imperfektionen und Wirkungen aus Theorie II. Ordnung eine ungewollte Ausmitte von  $e_a = 2 \text{ cm}$  zu berücksichtigen ist.

$$N_{Rd}^{\gamma} = b h f_{cR} \left( 1 - 2 \frac{e^{\gamma} + e_a^{\gamma}}{h} \right) \quad (8)$$

$$\gamma_G \cdot \gamma_R = 1,35 \cdot 1,3 = 1,76$$

$$N_d^{\gamma} = \gamma N_k \approx \gamma_G \cdot \gamma_R \cdot N_k \approx 1,76 \cdot N_k \quad (6)$$

$$M_d^{\gamma} \approx M_k$$

$$e^{\gamma} = \frac{M_k}{1,76 \cdot N_k} = \frac{e}{1,76} \quad (7)$$

$$N_{Rd}^{\gamma} = \gamma_G \cdot \gamma_R \cdot N_{Rk} = b h f_{cR} \left( 1 - 2 \frac{e + e_a}{1,76 \cdot h} \right) \quad (9)$$

$$N_{Rk} = N_{Zul} = \frac{b h f_{cR}}{\gamma_G \cdot \gamma_R} \left( 1 - 2 \frac{e + e_a}{1,76 \cdot h} \right) \quad (10)$$

Diese Ergebnisse bedeuten, dass die Momente bei Spritzbetonschalen mit ermäßigten Sicherheitsbeiwerten in die Tragfähigkeitsuntersuchungen eingehen. Die baupraktische Interpretation besagt, dass



die Momente nicht unbedingt zum Gleichgewicht erforderlich sind.

## 9. Literatur

- [1] DIN 1045-1 (2001-07):  
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [2] Schikora, K.; Ostermeier, B.:  
Temporäre Sicherung von Tunneln mit Spritzbeton, Bauingenieur 63 (1988), Springer Verlag, S. 399-403.
- [3] CEB-FIP:  
Model Code 90, Bulletin d'information.  
Lausanne: Comité Euro-International du Béton (CEB), 1991.
- [4] Kupfer, H.B.; Kupfer, H.; Stegbauer, A.:  
Tragfähigkeit von schlanken Druckgliedern aus unbewehrtem Beton. Bauingenieur 59 (1984), Springer Verlag, S. 173-180.
- [5] Hartung, J.:  
Bemessung von Tunnelaußenschalen in Spritzbetonbauweise unter Berücksichtigung plastischer Verformungen nach DIN 1045-1. Diplomarbeit, Fachgebiet Baustatik, Technische Universität München, 2003.
- [6] Schikora, K.; Ostermeier, B.:  
Ein Rechenmodell zur Erfassung unterschiedlicher Abschlagfolgen bei der Spritzbetonbauweise im Lockergestein. Bauingenieur 66 (1991), Springer Verlag, S. 529-538.