

Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges

Autor(en): **Lombardi, G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 32

PDF erstellt am: **19.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84954>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges

DK 624.131.25

Von Dr. G. Lombardi, Locarno

1. Einleitung

Die Tunnelauskleidung stellt eine Art Fremdkörper im Gebirge dar. Wegen der auftretenden Wechselwirkungen ist das Problem der Bemessung der Tunnelauskleidung ein statisch unbestimmtes; es zerfällt im wesentlichen in drei Teile:

- a. die Ermittlung der Verformungscharakteristiken der Tunnelauskleidung, d. h. im wesentlichen der Steifigkeit derselben,
- b. die Ermittlung der Verformungscharakteristik des Gebirges, d. h. im wesentlichen der verallgemeinerten Fernerschen Kennlinien, und
- c. das Aufstellen und Auflösen der Verträglichkeitsgleichungen zwischen den Verformungen der Tunnelauskleidung unter der Belastung durch das Gebirge einerseits, und den Verformungen des Gebirges in Anwesenheit der durch die Auskleidung ausgeübten Reaktionen andererseits. Dabei sind die Verschiebungen vor und nach dem Wirksamwerden der Auskleidung zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Verformbarkeits- und Steifigkeitscharakteristik der Tunnelauskleidung stellt eine statische Aufgabe dar, auf die wir hier nicht näher eingehen. Die üblichen Methoden der Statik genügen, um die Verformung der Auskleidung bei jeder beliebigen Belastung zu ermitteln.

In einer früheren Arbeit¹⁾ wurde dargelegt, welche Faktoren auf das Gleichgewicht und somit auf die Verformungen des Gebirges infolge Ausbruch eines Hohlraumes einen Einfluss haben. Ferner wurde gezeigt, wie bei einem gegebenen Reaktionsdruck der Tunnelauskleidung auf das Gewölbe der Spannungszustand und die Verformungen des Gebirges ermittelt werden können.

Als wesentliche Erkenntnis jener früheren Arbeit gilt der sehr wichtige Grundsatz, dass *«die Grösse des echten Gebirgsdruckes keine Naturgegebenheit ist, sondern das Ergebnis des Zusammenspiels verschiedener Faktoren wie:*

- des natürlichen Spannungszustandes im Gebirge,
- der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges,
- des Arbeitsvorganges und
- der Verformbarkeit bzw. der Steifigkeit des Einbaues».

Selbstverständlich versteht man unter Verformung nicht nur die elastische, sondern auch diejenige, die sich aus der Untersuchung des elasto-plastischen Spannungszustandes im

Gebirge ergibt. Die vorliegende Arbeit will zeigen, wie der Arbeitsvorgang im weiteren Sinne die tatsächliche Belastung der Auskleidung mitbestimmt, und wie die entsprechenden Verhältnisse mindestens näherungsweise erfasst werden können.

Beim Berechnungsvorgang, der im wesentlichen darin besteht, die Verformungen der Auskleidung mit denjenigen des Gebirges in Übereinstimmung zu bringen, d. h. verträglich zu machen, spielt der Betrag der Verformungen, welche im Gebirge im Moment des Einbringens und Wirksamwerdens der Auskleidung bereits stattgefunden haben, eine ausschlaggebende Rolle.

Obschon es als selbstverständlich gelten sollte, dass zuerst ausgebrochen werden muss, bevor die Auskleidung überhaupt existent sein kann, und dass daher beträchtliche Verformungen im Gebirge bereits stattgefunden haben müssen, bevor die Auskleidung statisch wirksam wird, so hat doch bis heute dieser Umstand in der Literatur wenig Beachtung gefunden. Der Bau eines Tunnels besteht statisch gesehen darin, das Gebirge entlang einer Ausbruchlinie zu schneiden, den sehr steifen, stark eingeklemmten Felskern herauszuholen und anstelle desselben in den Hohlraum eine weichere Auskleidung hineinzuschieben, welche ohnehin im ungespannten Zustand kleiner als der verspannte Felskern sein muss, um in das inzwischen zusammengeschrumpfte Loch hineinpassen zu können. Diese Arbeit soll auf Grund dieser Vorstellung über den Arbeitsvorgang die statischen Verhältnisse abklären und einen Beitrag zur Lösung des Problems der Berechnung und der Bemessung der Auskleidung liefern. Wie man sehen wird, handelt es sich um ein Näherungsverfahren, das jedoch zur praktischen Lösung der meisten Aufgaben ausreichen sollte.

2. Die Grundlagen jeder felsmechanischen Berechnung

Für jede Untersuchung dieser oder ähnlicher Fragestellungen muss die Kenntnis einer Anzahl von Grunddaten vorausgesetzt werden, ohne die jegliche Berechnung illusorisch wäre.

Was den *Fels* anbelangt, handelt es sich um:

- die Kenntnis des *natürlichen Spannungszustandes* vor dem Bau des Tunnels, der in seiner Vollständigkeit nur experimentell erfasst werden kann,
- die *Festigkeitseigenschaften des Gebirges*, unter Berücksichtigung jeder Art von Anisotropie und Inhomogenität, welche grundsätzlich vorkommen können, wobei allerdings meistens die Kenntnis der Kohäsion und der Reibungsverhältnisse entlang ausgezeichneter Klüftungssysteme genügt (Haft- und Gleitreibung),

¹⁾ G. Lombardi: Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen. «Schweiz. Bauzeitung», 87 (1969), H. 3, Seiten 39—47.

- die *Verformungseigenschaften des Gebirges*, wobei zwischen den elastischen und den plastischen Eigenschaften unterschieden werden muss. Für die ersten betrifft dies die Elastizitätsmoduli mit den Poissonschen Zahlen in jeder beliebigen Art der Anisotropie, während bei den plastischen Eigenschaften vorwiegend die Volumenzunahme infolge von Gleitbewegungen die grösste Rolle spielt,
- der *Zeiteinfluss*. Unter diesem Begriff können die Kriecherscheinungen und andere rheologischen Phänomene zusammengefasst werden. Es zeigt sich dabei einerseits, dass die experimentelle Ermittlung der massgebenden Parameter grösste Unsicherheiten mit sich bringt, und andererseits die genaue rechnerische Berücksichtigung recht kompliziert ist. Des öfters ist man daher allein auf die Berechnungen von Grenzfällen angewiesen. Dabei werden die Festigkeiten und Verformungseigenschaften des Gebirges unter kurzzeitigen Belastungen bzw. das langzeitige Verhalten desselben eingesetzt. Die Kriecherscheinungen können in diesem Falle, mit einiger Näherung, als ein Übergehen von einem Gleichgewichtszustand in einen anderen, mit veränderten Felseigenschaften gerechneten, aufgefasst werden.

Ebenfalls ist die Kenntnis der entsprechenden Eigenschaften des *Einbaues* nötig. Für denselben entspricht der ursprüngliche Spannungszustand normalerweise einem Nullspannungszustand. Im weiteren sind sowohl die Festigkeits- wie die Verformungseigenschaften diesseits, wie allenfalls jenseits der elastischen Grenze von Bedeutung.

In unseren folgenden Überlegungen und in den behandelten Beispielen gehen wir von der Annahme aus, dass alle diese Grunddaten mit genügender Genauigkeit bekannt seien.

3. Die Modellvorstellungen

Jede ingenieurmässige Berechnung und insbesondere jene der Art, die uns hier beschäftigt, benötigt eine auf das Problem zugeschnittene Modellvorstellung zur Vereinfachung und zur klaren Darstellung der Gedankengänge. Das Verhalten des Gebirges während des Vortriebes eines Tunnels stellt ein räumliches Problem dar. Es ist nicht auszuschliessen, dass es mittels eines genügend grossen Rechenaufwandes gelingen könnte, das räumliche Problem als solches direkt zu erfassen. Indessen scheint es vernünftig, sich mindestens vorderhand mit der Untersuchung und der Kombination von einzelnen, ebenen Verformungszuständen zu begnügen.

Aus Bild 1 ist ersichtlich, dass in einem genügendem Abstand, sowohl vor wie auch hinter der Tunnelbrust das Verhalten des Gebirges als ebener Verformungszustand in den Scheiben *V* und *N* dargestellt werden kann. Bei der an-

schliessend erläuterten Berechnungsmethode wird auch bei der Brust ein besonderer, ebener Verformungszustand angenommen, und damit eine praktische Näherungslösung angestrebt. Wir nehmen an, dass in der Scheibe *B* nur zur Tunnelachse senkrechte Verschiebungen stattfinden, während in Wirklichkeit auch achsparallele Verschiebungen gegen den Hohlraum vorkommen. Diese sind auf ein enges Gebiet um die eigentliche Tunnelbrust herum beschränkt, während in genügender Entfernung von der Ausbruchlinie in der Regel keine wesentlichen Einflüsse mehr zu verzeichnen sind. Die drei Scheiben haben die Stärke 1, wobei die Scheibe *B* bei der Brust zum Teil vor und zum Teil nach der theoretischen Tunnelbrust liegt. Unser Modell geht von der Vorstellung aus, dass – mit genügender Genauigkeit – die Scheibe *B* ausserhalb der Ausbruchlinie sich eben verformt, d. h. dass sie gegenüber der Tunnelachse nur senkrecht gerichtete Verschiebungen erleidet. Die Scheibe *V* ist eine volle, unendlich ausgedehnte Scheibe. Die Scheibe *N* ist ebenfalls unendlich ausgedehnt, jedoch entsprechend dem Tunnelprofil gelocht. Die Scheibe *B* weist auf die Tunnelquerschnittsfläche eine verminderte Stärke auf. Wir nehmen vorderhand an, dass diese Reduktion die Hälfte der Scheibenstärke betrage.

4. Das ebene Problem

Unter diesen Voraussetzungen beschränkt sich das Problem der Bemessung der Tunnelauskleidung auf dasjenige der Untersuchung von drei (allenfalls mehr) ebenen Scheiben und somit jeweils auf die Lösung des ebenen Spannungs- und Verformungsproblems. Wir dürfen dabei wohl behaupten, dass dieses Problem für das Gebirge einerseits und für das Gewölbe andererseits, sowohl im elastischen wie auch im plastischen Bereich, als gelöst gelten kann, wenn die Kräfte bekannt sind, welche auf den Innenrand der Scheibe wirken. Es wurde in der obenerwähnten Arbeit gezeigt, dass innerhalb bestimmter Grenzen zu jedem Wert der Reaktionskräfte des Gewölbes auf das Gebirge für dieses ein wohl definierter Spannungszustand, und folglich auch ein entsprechender Verformungszustand, ermittelt werden kann. Dieser Fall ist als Grundsystem bezeichnet worden. Dabei ist zu beachten, dass eine eindeutige Zuordnung zwischen Spannungs- und Verformungszuständen nur gewährleistet ist, wenn die Entlastungsvorgänge *in eindeutiger Weise* von einem natürlichen oder primären Spannungszustand zu einem induzierten oder sekundären Spannungszustand übergehen.

Diesen Punkt klarzustellen ist wesentlich, wenn man bedenkt, dass wegen des Vorhandenseins von plastischen Zonen im Gebirge die Beziehungen zwischen Spannungen und Verformungen nicht mehr linear und nicht mehr reversibel sind, so dass die Eindeutigkeit der Lösung bestenfalls nur bei eindeutigem Verlauf der Vorgänge erwartet werden kann. Es ist noch zu erwähnen, dass in den plastischen Gebieten die lokalen Verschiebungen nur zweideutig definiert werden können, indem von den zwei in jedem Punkt theoretisch möglichen Gleitlinien jeweils nur die eine oder die andere in der Regel wirksam sein wird, wobei Zufälligkeiten den Ausschlag geben können.

5. Der zentralsymmetrische und der allgemeine Fall

Bei einem zentralsymmetrischen Fall, wie etwa für einen abgeteufte Vertikalschacht in einem homogenen Gebirge, ist das Problem insofern einfacher, als jede Verschiebung nach dem Zentrum zeigt und somit nur eine radiale Komponente aufweist. Ebenso sind die Kräfte und Spannungen nur radial oder tangential gerichtet; insbe-

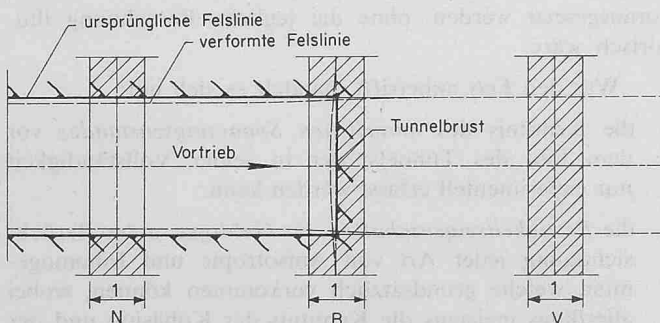


Bild 1. Tunnelvortrieb. Untersuchung von drei Scheiben: vor der Brust (*V*), bei der Brust (*B*) und nach der Brust (*N*)

sondere ist die Belastung auf die Auskleidung auf den ganzen Umfang konstant. Es ist somit möglich, mit einer einzigen Variablen, die Verformungs- und Belastungsvorgänge der Auskleidung und des Gebirges zu beschreiben.

Im allgemeinen Fall ist hingegen der natürliche Spannungszustand durch unterschiedliche vertikale und horizontale Komponenten gekennzeichnet. Ebenso ist die Verschiebung der Auskleidung für verschiedene Punkte ihres Umfangs nicht konstant, sondern von Ort zu Ort veränderlich. Die Belastung auf die Auskleidung kann ebenfalls veränderlich sein, obschon dies in vielen Fällen nicht zutrifft, insbesondere wenn die Auskleidung keine allzu grosse Steifigkeit aufweist und Schubspannungen nur in beschränktem Masse aufnehmen kann.

Zur einfachen Behandlung des Problems kann mit genügender Genauigkeit in den folgenden Betrachtungen die mittlere radiale Verformung und die mittlere radiale Belastung der Auskleidung, beziehungsweise die mittlere Normalspannung im natürlichen Zustand, im Sinne der ersten Spannungsinvariante, verwendet werden. In den folgenden Betrachtungen wird man diese Annahme für die Darstellung der Kennlinien verwenden, so dass im gleichen Zuge sowohl zentralsymmetrische Probleme als auch solche allgemeiner Art behandelt werden können. Auf eine strenge, mathematische Begründung dieser Behauptung kann im jetzigen Moment verzichtet werden (Bild 2).

6. Die Kennlinien

Als Kennlinien kann man die graphische Darstellung der für sich betrachteten Teilprobleme bezeichnen, insbesondere derjenigen des Gebirges, des Felskernes und der Auskleidung.

6.1 Die Kennlinie des Gebirges

Im oberen Teil des Bildes 3 ist die Kennlinie des Gebirges, oder besser gesagt der gelochten Scheibe, gezeichnet. Im Ausgangspunkt A ist die Reaktion des Kernes auf die gelochte Scheibe durch den natürlichen Spannungszustand ersetzt. Es treten somit keine Verschiebungen auf. Wird vom Punkt A ausgehend die interne Reaktionskraft p reduziert, so setzt eine Bewegung oder Verschiebung des Umfangs nach innen ein. Bis zu Punkt B verhält sich die Scheibe elastisch, so dass sich eine lineare Kennlinie ausbildet. Vom Punkt B aus in Richtung abnehmender Reaktionskräfte nehmen die Verschiebungen rascher zu, da sich zu den elastischen Verformungen auch die Volumenänderungen der plastischen Phase mit ihren Konsequenzen auf das gesamte Gleichgewicht addieren. Nimmt die Reaktionskraft weiter ab, so nähert sich der Wert P möglicherweise einer kritischen Stützkraft P_c . Diese Kennlinie behält ihre Bedeutung nur solange, als es sich um einen stetigen Entlastungsvorgang ohne Umkehrung der Verschiebungsrichtung handelt. Würde zum Beispiel im Punkt C die Reaktionskraft wieder ansteigen, so würde sich der Gleichgewichtspunkt nicht mehr entlang der Kennlinie, sondern entlang einer Linie $C-C^1$ verschieben, entsprechend einer reinen, elastischen Spannungszustandsänderung. Im Tunnelbau kommen jedoch solche Umkehrungen der Beanspruchungen in der Regel nicht vor, so dass wir auf diesen Punkt nicht näher einzutreten brauchen. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, wie wenig aussagefähig Kreisring-Druckversuche oder Kammer-Druckversuche bezüglich der Standfestigkeit des Gewölbes und der Beanspruchung der Auskleidung sind, da sie eben eine Umkehrung der Verschiebungsrichtung voraussetzen. Die Verwendung von Bettungsziffern zur Berechnung der Auskleidungen ist ebenfalls ein mehr als fragwürdiges Unternehmen.

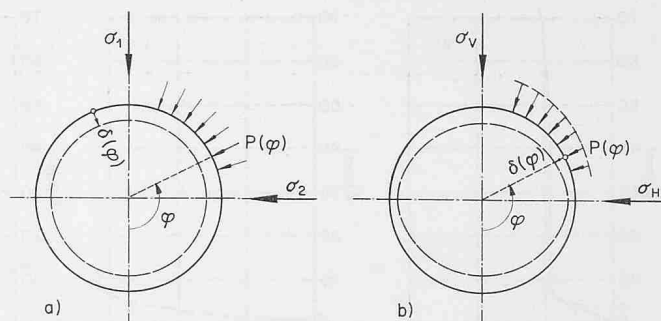


Bild 2. Bergdruck und Verschiebungen.

a) Zentralsymmetrischer Fall: $\sigma_1 = \sigma_2$, $P(\varphi) = P$, $\delta(\varphi) = \delta$

b) Allgemeiner Fall: $\sigma_H \neq \sigma_V$, $\sigma_m = \frac{\sigma_V + \sigma_H}{2}$

Mit δ_m und P_m werden Mittelwerte oder charakteristische Werte für $\delta(\varphi)$ und $P(\varphi)$ bezeichnet

6.2 Die Kennlinie der Kernscheibe

In der unteren Hälfte des Bildes 3 ist in gleicher Darstellung die Kennlinie des gedanklich aus dem Tunnel herausgezogenen Felskernes gezeichnet worden. Der Ausgangspunkt ist wiederum Punkt A, bei dem angenommen wird, dass der natürliche Spannungszustand auf den Kern wirke. Es treten somit wiederum keine Verschiebungen auf. Wird dieser Kern durch Reduktion des Umfangdruckes p entlastet, so dehnt er sich aus. Kann ein elastisches Verhalten bei dieser Entlastung angenommen werden, so erhalten wir die geradlinige Kennlinie $A-D$ mit einer letztlichen Ausdehnung des Kernradius um ϑ_e . In einzelnen Fällen ist es denkbar, dass sich neben der elastischen Dehnung des Kernes bei kleinen Belastungen Klüfte öffnen, so dass man zur elastischen eine «plastische» Verformung hinzuzählen muss; die Kennlinie wird nach der gestrichelten Kurve, nach D^1 , abgelenkt. Diese letzte Erscheinung kann aber an dieser Stelle beiseite gelassen werden. Wird nun der Felskern etwa durch Teilausbruch oder dergleichen abgeschwächt und wird er, unter Zulassung eines ebenen Spannungszustandes anstelle eines ebenen Verformungszustandes, gedanklich wieder belastet, so verformt er sich entlang der Kennlinie $D-E$, solange er sich elastisch verhalten kann. Wird bei dieser Wiederbelastung des Kernes die Elastizitäts-

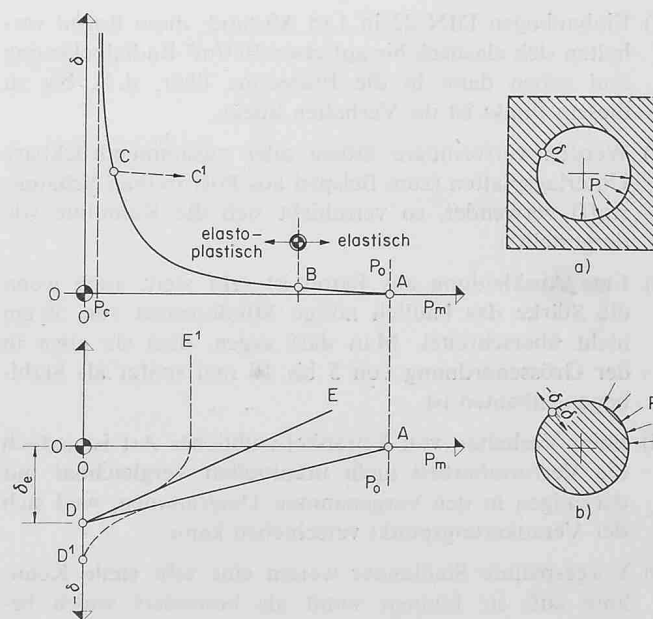


Bild 3. Kennlinien des Gebirges (gelochte Scheibe a) und des Felskernes (bzw. der Kernscheibe b)

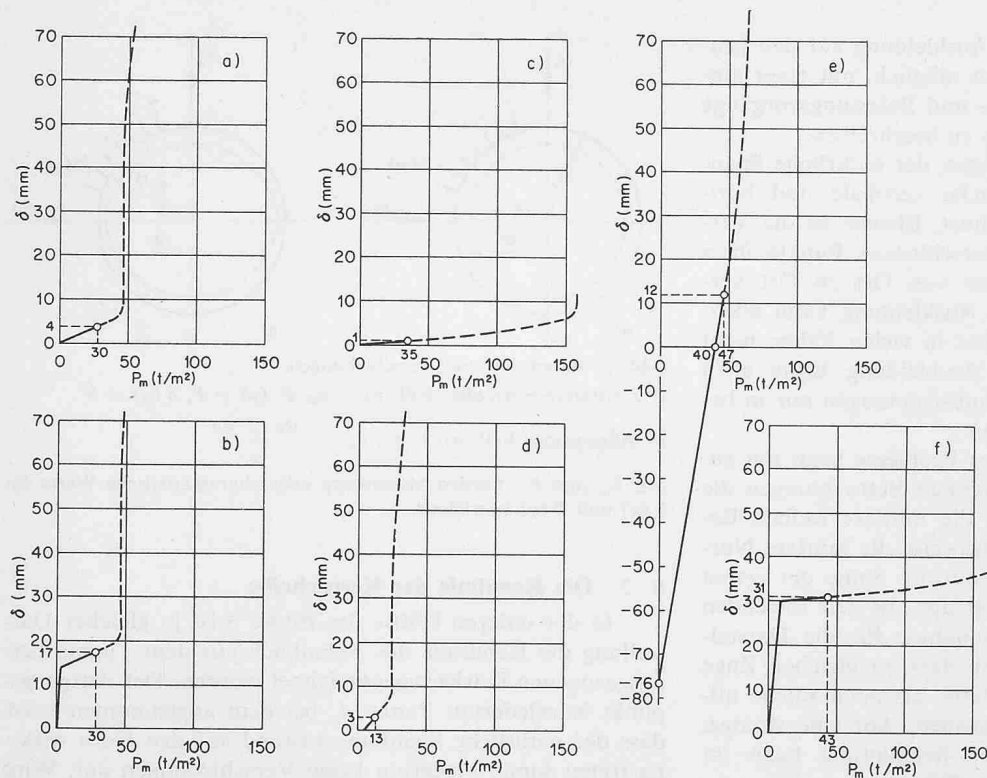


Bild 4. Kennlinien des Verformungsverhaltens von Einbauten

- Stahlbauten bestehend aus DIN 22 in Abständen $e = 100$ cm, Aussteifungen alle 50 cm
- Stahlbauten mit verformbaren Stößen bestehend aus DIN 22 in Abständen $e = 100$ cm, Aussteifungen alle 50 cm
- Betonverkleidung von 30 cm Stärke
- Felsanker, 1 Felsanker pro m^2 Tunnelfläche, Durchmesser 26 mm, Länge 4,0 m, Spannkraft 5 t
- Vorgespannte Felsanker, 1 Felsanker pro $1,5 m^2$ Tunnelfläche, 20 Drähte Durchmesser 6 mm, $\beta_z = 175$ kg/mm², Spannkraft 60 t pro Anker, freie Drahtlänge 15 m, Felspressung 40 t/m²
- Prinzip der neuen österreichischen Bauweise. Anfänglich nachgiebiger Einbau (steile Kennlinie), späterer Einbau einer steifen Auskleidung, zum Beispiel 30 cm Beton (flache Kennlinie)

grenze überschritten, so ergibt sich eine etwa nach E^1 gekrümmte Kennlinie. Dies kann infolge Schwächung des Gebirgsverbandes durch Sprengwirkungen eintreten, vor allem aber durch den Umstand, dass auf die Brustfläche die Spannung in Richtung der Tunnelachse verschwindet. Anstelle des ursprünglichen, dreiachsigen Spannungszustandes haben wir einen zweiachsigen, der bekanntlich viel ungünstiger ist. Die Kernscheibe ist demzufolge meistens den grossen radialen Belastungen nicht mehr gewachsen und verformt sich plastisch.

6.3 Die Kennlinien der Einbauten

In Bild 4 sind einige charakteristische Kennlinien von Einbauten und Auskleidungen für ein Tunnelprofil von 5 m Radius zusammengestellt. Es handelt sich der Reihe nach um:

- Einbaubogen DIN 22 in 1 m Abstand; diese Bogen verhalten sich elastisch bis auf etwa 46 t/m² Radialbelastung und gehen dann in die Fliesszone über, d. h. bis zu diesem Punkt ist ihr Verhalten linear.
- Werden verformbare Stösse oder zusammendrückbare Unterlagsplatten (zum Beispiel aus Polyurethan-Schaumstoff) verwendet, so verschiebt sich die Kennlinie wie dargestellt.
- Eine Auskleidung aus Beton ist sehr steif, auch wenn die Stärke das baulich nötige Mindestmass von 30 cm nicht überschreitet. Man darf sagen, dass sie etwa in der Grössenordnung von 5 bis 10 mal steifer als Stahlgeneinbauten ist.
- Beim Verhalten von Felsankern üblicher Art ist jedoch die Verformbarkeit nicht unmittelbar vergleichbar mit derjenigen in den vorgenannten Diagrammen, weil sich der Verankerungspunkt verschieben kann.
- Vorgespannte Stahllanker weisen eine sehr steile Kennlinie auf, sie können somit als besonders weich bezeichnet werden. Diese Besonderheit erweist sich in vielen Fällen von grossem Vorteil.

- Die sog. neue, österreichische Bauweise besteht darin, eine erste weiche Auskleidung durch eine zweite steifere zu ergänzen.

Im praktischen Tunnelbau können die verschiedenen Einbauten und demzufolge die verschiedenen Kennlinien kombiniert werden; etwa mit der Verwendung von nachgiebigen Einbaubogen, welche zu einem späteren Zeitpunkt durch eine viel steifere Betonauskleidung abgelöst werden, oder durch Anbringen eines Gunitüberzuges und nachträglicher Ergänzung der Auskleidung durch einen Betonring, oder durch Anwendung eines doppelten Betongewölbes usw. In dieser Kombination der zur Verfügung stehenden Elemente drückt sich die Kunst des bauenden Ingenieurs aus.

7. Die Verhältnisse bei der Ortsbrust

Die Verhältnisse bei der Ortsbrust können auf Grund des Verhaltens der früher definierten Scheibe B (Bild 1) erläutert werden. Wir betrachten die Scheibe B als eine gelochte Scheibe, in welche eine Kernscheibe mit der Abmessung des Tunnelsquerschnittes – aber mit geringerer Stärke – mit Zwang wieder eingeschoben wird. Im linken Teil von Bild 5 ist die Kennlinie der gelochten Scheibe angegeben. Punkt A ist der Ausgangszustand der nicht gelochten Scheibe V. Im anderen Endpunkt N haben wir den Zustand der gelochten Scheiben N, entsprechend dem Zustand nach erfolgtem Ausbruch, in genügendem Abstand von der Brust. Es handelt sich in diesem Fall um ein standfestes Profil, d. h. um ein solches, das ohne Einbauten gelassen werden kann. Alle Punkte auf der Kennlinie zwischen V und N sind mögliche Gleichgewichtspunkte für die Scheibe B.

Ausgehend von Punkt D, welcher dem vollständig entspannten Kern entspricht, können Strahlen gezeichnet werden, die der Steifigkeit einer mehr oder weniger dünnen, d. h. weichen Kernscheibe entsprechen. Das Verhältnis der Stärken zwischen den gelochten Scheiben und der Kernscheibe ist als Parameter angegeben. Der Schnittpunkt zwischen einem solchen Strahl und der Kennlinie der gelochten Scheibe gibt die Lösung der statisch unbestimmten Aufgabe.

Wird zum Beispiel die Kernscheibe auf die halbe Dicke gegenüber der gelochten Scheibe reduziert und wird ein elastisches Verhalten vorausgesetzt, so stellt der Punkt B die Lösung der Aufgabe dar, während p_B die Belastung der Kernscheibe und δ_B die Verformung in radialer Richtung bei der Ortsbrust angibt. Es ist denkbar und kommt sicherlich oft vor, dass die Kernscheibe, das heisst die Ortsbrust, nicht in der Lage ist, die ihr zugewiesene, grosse radiale Pressung p_B aufzunehmen, da sie sich, wie bereits gesagt, in einem zweiachsigen und nicht mehr in einem dreiachsigen Spannungszustand befindet. In diesem Umstand ist die Notwendigkeit begründet, in einzelnen Fällen die Ortsbrust etwa mit Ankern zu sichern, somit einigermaßen vorzuspannen, um die plastischen Verformungen zu beschränken.

Müssen hingegen solche Verformungen zugelassen werden, so gilt die rechte Seite des Bildes 5, in welcher elasto-plastische Kennlinien für den Kern angegeben sind. Wiederum ist die Stärke der verbleibenden Kernscheibe als Parameter angegeben. Aus dem Vergleich der beiden Bildhälften ist ersichtlich, wie durch Berücksichtigung der plastischen Nachgiebigkeit der Kernscheibe sich kleinere Radialspannungen und entsprechend grössere Radialdeformationen einstellen. Aus den Darstellungen des Bildes 5 ersieht man, wie durch fortschreitende Ausbrucharbeiten der Übergang von der ungelochten Scheibe V zum fertig ausgehobenen Tunnel, entsprechend der gelochten Scheibe N , gleichmässig erfolgt. Mit der soeben dargestellten Konstruktion ist das Problem des Gleichgewichtes in der Ebene der Ortsbrust gelöst worden. Im weiteren soll der Einfluss des ganzen Bauvorganges des Tunnels auf die Kennlinie verfolgt werden.

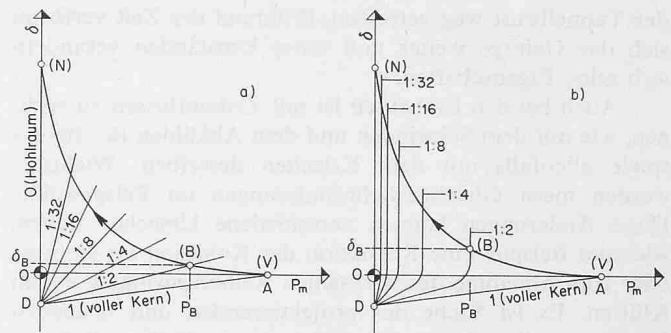


Bild 5. Fortschreitende Abschwächung des Kerns. a) elastisch, b) elasto-plastisch

8. Der Bauvorgang

Der Bau eines Tunnels im Fels kann bezüglich der statischen Verhältnisse der Auskleidung und des Gebirges im wesentlichen in folgenden Phasen unterteilt werden, wobei von Fall zu Fall einzelne ausfallen können.

1. Ausbruch (mit oder ohne Sicherung der Brust).
2. Anbringen von ersten Sicherungsmassnahmen, vor allem in der Kalotte.
3. Verstärkung oder Ergänzung dieser Einbauten.
4. Betonieren eines ersten Betonringes (zum Beispiel als Unterlage für die Isolation).
5. Betonieren eines zweiten Betonringes oder eine andere Verstärkung der Auskleidung.

Diese verschiedenen Massnahmen werden in immer grösser werdenden Abständen – zeitlich und räumlich – von

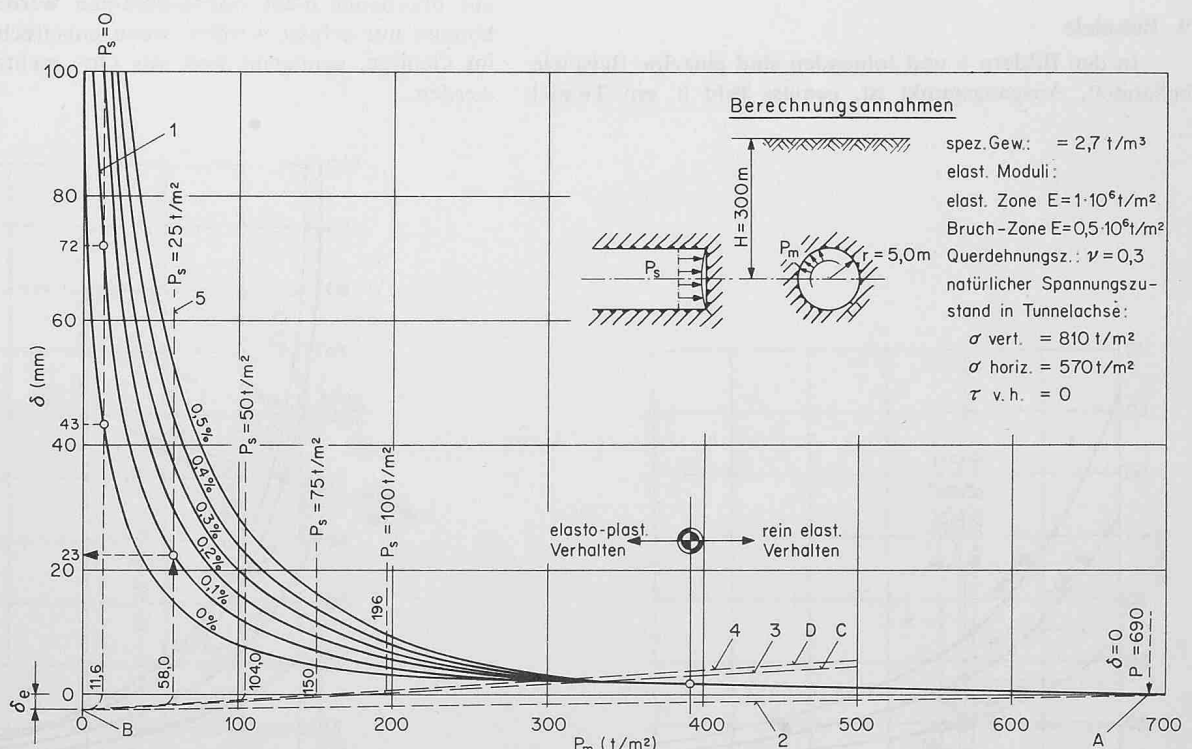


Bild 6. Kennlinien des Verformungsverhaltens eines Hohlraumes im Gebirge. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$, Kohäsion (auf Schub) $c = 6 \text{ t/m}^2$, Volumenzunahme im plastischen Bereich variabel.

1. Mittlere radiale Felsverschiebung am Tunnelrand in Funktion des Innendruckes p_m
2. Elastisches Verhalten des Kerns bei verhinderter Seitenausdehnung (A-B). δ_e = elastische Ausdehnung des Kerns
3. Elastisches Verhalten des halben Kerns bei verhinderter Seitenausdehnung (B-C)
4. Elastisches Verhalten des halben Kerns bei unverhinderter Seitenausdehnung (B-D)
5. Verformungsverhalten des halben Kerns bei abgestützter Ortsbrust (Stützkraft = P_s)

Ablesebeispiel: Bei einer Volumenzunahme von 0,1 % und einer Stützkraft P_s von 25 t/m² gegen die Brust ergibt sich die mittlere radiale Verschiebung an der Brust zu 23 mm

der Tunnelbrust weg getroffen. Während der Zeit verformt sich das Gebirge weiter und unter Umständen verändern sich seine Eigenschaften.

Auch bei den Einbauten ist mit Zeiteinflüssen zu rechnen, wie mit dem Schwinden und dem Abkühlen des Betons sowie allenfalls mit dem Kriechen desselben. Wichtiger werden meist Gleichgewichtsänderungen im Felsgewölbe. Diese Änderungen können verschiedene Ursachen haben, wie zum Beispiel eine Reduktion der Kohäsion im Gebirge oder eine Abnahme des wirksamen Reibungswinkels in den Klüften. Es ist Sache des projektierenden und bauenden Ingenieurs, die nötigen Massnahmen von Fall zu Fall anzuordnen, und es soll hier darauf nicht näher eingetreten werden. Es soll lediglich anhand von Beispielen gezeigt werden, wie die einzelnen Operationen im Kraft-Verschiebungs-Diagramm abgebildet werden, und wie man durch eine geeignete graphische Konstruktion zur Bestimmung der einzelnen Gleichgewichtszustände gelangen kann. Im allgemeinen ist das Problem statisch unbestimmt. In einzelnen Fällen ist es hingegen statisch bestimmt oder kann als solches gewertet werden, dann nämlich, wenn die Kennlinien der Einbauten vertikal verlaufen, d. h. wenn die Stützkraft der Einbauten von vornherein bekannt ist. Dies ist der Fall bei standfesten Profilen ohne Einbauten, bei welchen die Stützkraft überhaupt verschwindet. Es trifft dies aber auch genau oder annähernd zu bei weichen Einbauten, wie etwa bei vorgespannten Felsankern oder Einbaubogen mit nachgiebigen Elementen, wie sie im Bergbau seit langem bekannt sind. Bei diesen Elementen wird die Stützkraft durch die Gebirgsverformung wenig beeinflusst. In solchen Fällen kann aus der alleinigen Kennlinie des Gebirges die Gleichgewichtslösung ermittelt werden.

9. Beispiele

In den Bildern 6 und folgenden sind einzelne Beispiele behandelt. Ausgangspunkt ist, gemäss Bild 6, ein Tunnel

von 5 m Radius und 300 m Überdeckung. Die wichtigsten felsmechanischen Werte sind aus der Figur ersichtlich.

Die mittlere natürliche Belastung beträgt 690 t/m^2 . Mit einem Reibungswinkel von 35° und einer Kohäsion von 6 t/m^2 kann der Lochleibungsdruck in der gelochten Scheibe auf 390 t/m^2 reduziert werden, bevor sich plastische Zonen um den Tunnel ausbilden. Von diesem Wert an abwärts werden die plastischen Zonen rund um den Hohlraum immer grösser; die Abnahme des Durchmessers des Ausbruches geht weiter. Die Figur zeigt deutlich den Einfluss der Volumenzunahme in der plastischen Zone, etwa infolge Öffnung der Klüfte. Es wurde eine prozentuale Zunahme des Volumens der plastischen Zone von 0 bis 0,5 % angenommen, um die Verhältnisse zu verdeutlichen. Dieser Koeffizient ist von Fall zu Fall experimentell zu bestimmen, wobei die Beschaffung der Klüfte und der Abstand derselben in der Ermittlung dieser Auflockerung infolge Gleiterscheinungen eine grosse Rolle spielen dürften. Im gleichen Bild sind die Kennlinien des Kerns angegeben. Dabei wurde die Annahme getroffen, dass die Stärke der Kernscheibe auf die Hälfte reduziert werde.

Wird die Brust nicht gehalten, so kann die Kernscheibe höchstens $11,6 \text{ t/m}^2$ radiale Pressung aufnehmen, wobei sich Verformungen von 43 bzw. 72 mm einstellen, je nach dem, ob der erwähnte Auflockerungskoeffizient 0 oder 0,1 % beträgt. Wird hingegen die Brust mit einer Pressung von 25 t/m^2 gehalten, so reduziert sich die Verformung auf 23 mm, selbst bei einem Auflockerungskoeffizienten von 0,1 %. Bei den besprochenen Verformungen handelt es sich um solche in der Ebene der Ortsbrust bis zum Zeitpunkt des Ausbruches, d. h. um solche, die vom Tunnel aus überhaupt nicht wahrgenommen werden können. Sie können nur erfasst werden, wenn entsprechende Apparate im Gebirge, genügend weit vor Ort, rechtzeitig installiert werden.

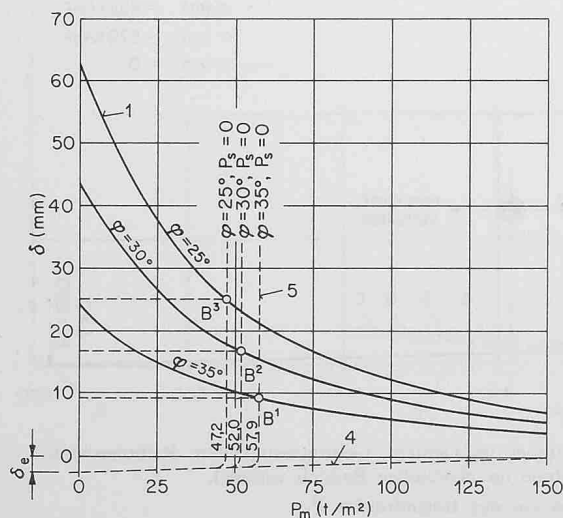


Bild 7. Einfluss des Reibungswinkels auf das Verformungsverhalten eines Hohlraumes. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel φ variabel, Kohäsion (auf Schub) $c = 30 \text{ t/m}^2$, Volumenzunahme im plastischen Bereich = 0 %. Jeweilige Gleichgewichtspunkte B_1, B_2, B_3 . Weitere Angaben siehe Bild 6

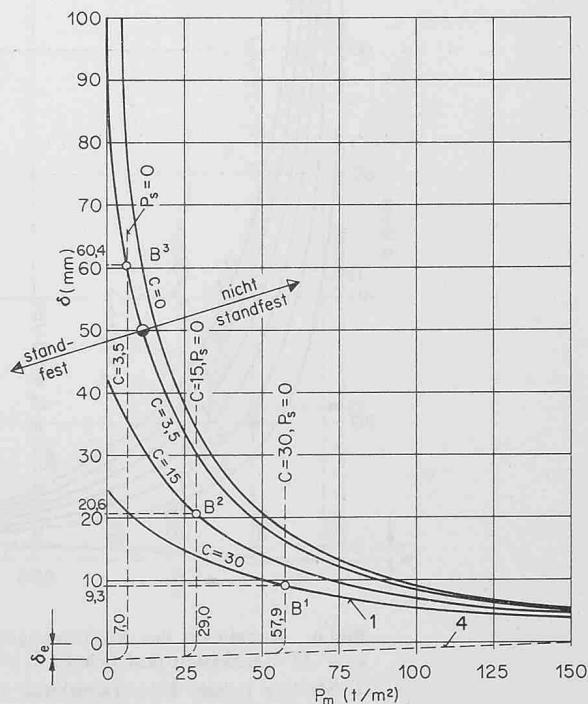


Bild 8. Einfluss der Kohäsion auf das Verformungsverhalten eines Hohlraumes. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$, Kohäsion (auf Schub) c variabel, Volumenzunahme im plastischen Bereich 0 %. Jeweilige Gleichgewichtspunkte B_1, B_2, B_3 . Weitere Angaben siehe Bilder 6 und 7

In Bild 7 ist durch eine ähnliche, zeichnerische Darstellung der Einfluss des Reibungswinkels auf die Verschiebungen bei der Ortsbrust kenntlich gemacht worden. Diese Verschiebungen nehmen von 9,5 auf 25 mm zu, wenn bei sonst gleichen Bedingungen der Reibungswinkel von 35° auf 25° bei einer Kohäsion von 30 t/m^2 und ohne Berücksichtigung der Volumenzunahme im plastischen Bereich abnimmt. Mit dem Reibungswinkel nimmt auch die Festigkeit der Kernscheibe ab.

In Bild 8 wird der Einfluss der Kohäsion entsprechend gezeigt.

In Bild 9 ist die Wirkungsweise von verschiedenen Einbauten dargestellt für einen Reibungswinkel von 25° und eine Kohäsion von 15 t/m^2 , in der Annahme, dass die Einbauten direkt an die Ortsbrust heran eingesetzt werden. Punkt *B* stellt den Gleichgewichtspunkt bei der Ortsbrust dar. Es sind bereits 61,5 mm Verschiebungen eingetreten. Wird gleich bei der Ortsbrust eine Betonauskleidung eingebracht, so muss ein Schwinden des Betons δ_s berücksichtigt werden; das Gleichgewicht stellt sich bei Punkt *C* ein, mit nur 2 mm zusätzlicher Verschiebung und einer nur unbedeutenden Reduktion des Bergdruckes unter die 32 t/m^2 , welche die Kernscheibe ertragen kann. Werden hingegen Stahleinbauten verwendet und wird ein Spiel von 5 mm zwischen Fels und Stahlbogen zugelassen, so erreicht die Verformung etwa 70 mm (Punkt *D*). Werden zusätzlich noch verformbare Unterlagsplatten etwa aus Polyurethan verwendet, so steigt die gesamte Verformung auf 77 mm und der Gebirgsdruck reduziert sich auf 24 t/m^2 .

Es ist interessant festzustellen, dass von der gesamten Verformung, die in diesem Fall maximal 77 mm beträgt, bestenfalls nur etwa 15 mm, d. h. 20 % im Hohlraum wahrgenommen werden könnten. Wird die Betonauskleidung sofort eingezogen, so sind es nur wenige Millimeter, die im Tunnel gemessen werden können.

Bild 10 zeigt den Unterschied zwischen einem sofortigen und einem nachträglichen Einbau. Die Punkte *B*, *C* und *D* entsprechen denjenigen von Bild 9. Werden die Einbauten erst in einiger Distanz von der Ortsbrust eingebaut, so dass sich, wie im vorliegenden Fall, eine zusätzliche Verformung von $\delta_K = 21,5 \text{ mm}$ einstellen kann, so verschieben sich die Punkte *B*, *C*, *D* zu den Punkten *B'*, *C'*, *D'*, je nach Typ der Aussteifung.

Im Punkt *D'* beträgt nun die Verformung 92 mm; der Bergdruck hat sich aber von 32 auf 17 t/m^2 reduziert. Aus dem Bild ist auch ersichtlich, dass anstelle des Schwereinbaues DIN 22 nun ein Leichteinbau DIN 16 genügt. In diesem Fall sind vom Moment des Ausbruches bis zur abgeklungenen Verformung eines Ausbruchquerschnittes mit Stahleinbau zwischen den Punkten *B* und *D'* etwa 30 mm Verschiebungen eingetreten.

Dieses Beispiel bestätigt eindrücklich die bereits theoretisch gewonnene Erkenntnis, dass die Distanz zwischen Ortsbrust und Einbaustelle von grösstem Einfluss auf den sich letztlich einstellenden Gebirgsdruck ist. Dieser Einfluss ist auf den Umstand zurückzuführen, dass sich im entsprechenden Intervall das Gebirge weiter verformt, und dass somit der Nullpunkt der Verträglichkeitsgleichungen verschoben wird, was zu einer anderen Lösung für das Gleichgewicht führt.

Diesen Einfluss quantitativ zu erfassen, ist jedoch nicht ohne weiteres möglich. Ein Vorschlag zur Abschätzung der erwähnten zusätzlichen Verschiebung ist im Bild 11 gezeigt. Hier ist der wahrscheinliche Verlauf der radialen Verformung, zum Beispiel der Scheitelabsenkung entlang der Tunnelachse dargestellt. Die Verformung klingt in einer

bestimmten Distanz vor der Vortriebsfront auf Null ab und erreicht in der Ebene der Ortsbrust selbst den gerechneten Wert δ_o .

Zur Abschätzung der Verhältnisse ist die Kenntnis der Tangentensteigung im Punkt *B* von grösster Bedeutung. Es geht somit darum, die Distanz *D* zu bestimmen, welche den Tangentenabschnitt bildet. Ist die Distanz *D* bekannt, so ist auch die Tangentensteigung bestimmt, und es wird möglich, von der Ortsbrust weg die Verformung zu extrapolieren. In Ermangelung näherer und genauerer Kenntnisse kann vorläufig die Distanz *D* gleich dem Tunnelradius gesetzt werden.

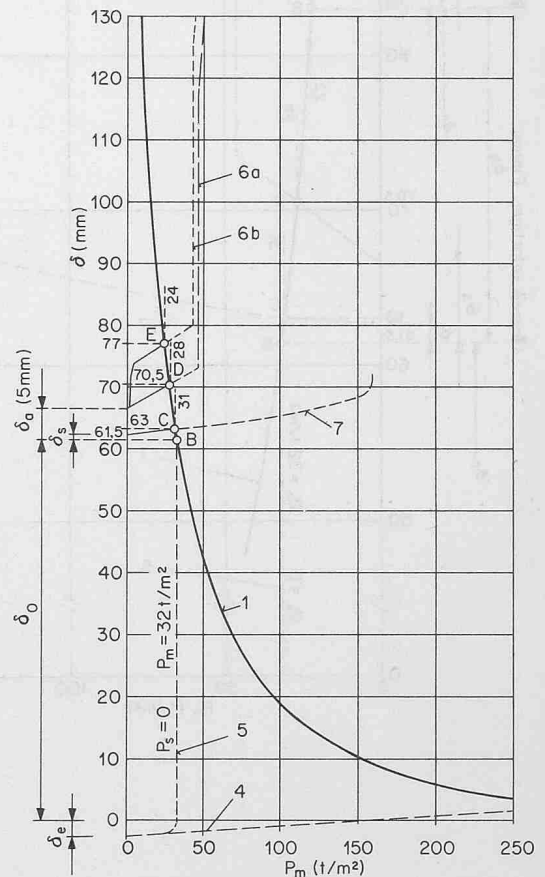


Bild 9. Wirkungsweise verschiedener Einbauten direkt an der Ortsbrust eingebracht. Gebirgsfestigkeiten:

Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$

Kohäsion (auf Schub) $c = 15 \text{ t/m}^2$

Volumenzunahme im plastischen Bereich 0 %

6a) Verformungsverhalten von schwerem Stahleinbau DIN 22, $e = 100 \text{ cm}$, Versteifungen alle 50 cm

6b) Verformungsverhalten von Stahleinbau DIN 20, $e = 100 \text{ cm}$, mit verformbaren Stössen (3 Stösse mit Schaumstoffplatte $300 \times 300 \times 20 \text{ mm}$ aus Polyurethan, 92 kg/m^3)

7) Verformungsverhalten einer 30 cm starken Betonverkleidung ($\beta = 280 \text{ kg/cm}^2$)

δ_o : radiale Verschiebung an der Ortsbrust

δ_s : Schwinden des Betons

δ_a : Spiel zwischen Stahleinbau und Felsoberfläche (5 mm)

δ_e : elastische Ausdehnung des Kerns.

Bemerkungen: Der Punkt *D* entspricht z. B. dem Endzustand für einen Tunnel mit einem Schwereinbau, der sofort nach dem Ausbruch eingezogen wird. Die ausgezogene dünne Linie beim Verformungsverhalten der Einbauten entspricht dem zulässigen Belastungsbereich. Weitere Angaben siehe Bilder 6, 7 und 8

Weitere Angaben siehe Bilder 6 bis 11

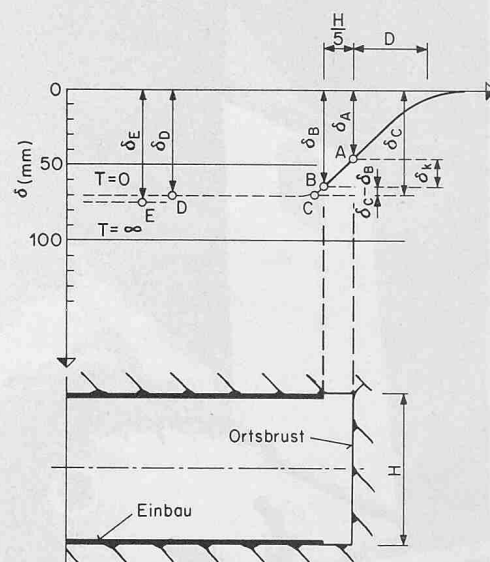
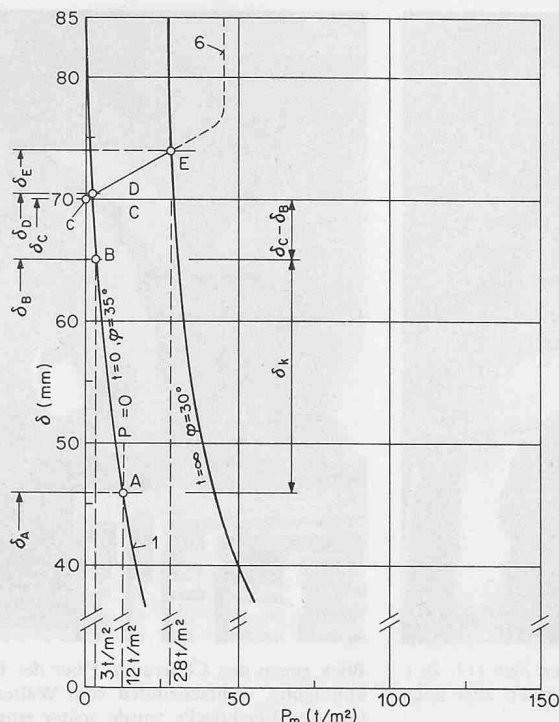
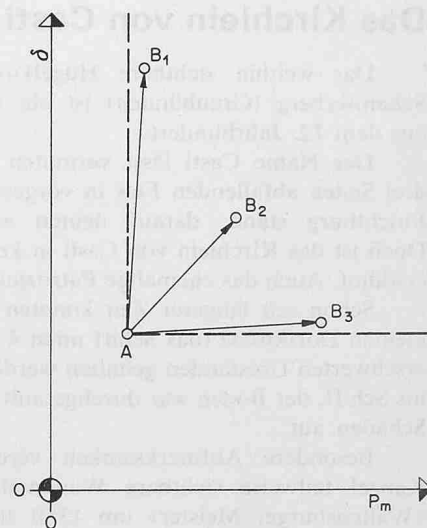


Bild 13 zeigt vereinfacht die Wirkung einer solchen zeitlichen Veränderung der Felseigenschaften je nach Steifigkeit der Einbauten. Bei einem steifen Einbau, wie zum Beispiel Beton, kann der Gebirgsdruck im Laufe der Zeit gewaltig ansteigen, was auch durch Erfahrungen belegt wird. Lange, relativ weiche, vorgespannte Kabel, sind auf einen solchen Einfluss fast unempfindlich. Es ist dabei allerdings mit grösseren Verformungen zu rechnen, welche unter Umständen nicht mehr zulässig sein können. In ähnlicher Weise könnte auch der Einfluss eines Quellens des Gebirges untersucht werden. Es wäre auch mit Hilfe der Kennlinien zu zeigen, dass, nachdem eine allzu steife Auskleidung durch den stark gestiegenen Bergdruck zerstört wurde, es nicht unbedingt zum Einsturz kommen muss, denn es ist gut möglich, dass sich ein neues Gleichgewicht mit geringerem Verkleidungsdruck einstellt. Das Gebirge kann anschliessend sogar standfest bleiben.

Von Interesse ist auch die Feststellung, dass im allgemeinen ein grosser Teil und möglicherweise der überwiegende Teil der Verschiebungen vor der Ortsbrust stattfindet, so dass innerhalb des Tunnels nur ein kleiner Teil der gesamten Verformungen gemessen werden kann. Dies



A: Gleichgewicht zur Zeit $T = 0$, B: Gleichgewicht zur Zeit $T = \infty$, B_1 = nachgiebiger Einbau (z. B. vorgespannte Felsanker), B_2 : relativ nachgiebiger Einbau (z. B. Stahlbogen), B_3 : steifer Einbau (z. B. Beton)

Adresse des Verfassers: Dott. Ing. ETH/OTIA/SIA Ing. Cons.
ASIC G. Lombardi, Via A. Ciseri 3, Casella postale, 6601 Locarno.