

Fortschritte in der Felsmechanik im Zusammenhang mit dem Gotthard-Strassentunnel

Autor(en): **Amberg, Walter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 36: **Der Gotthard-Strassentunnel**

PDF erstellt am: **20.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74180>

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.

Fortschritte in der Felsmechanik im Zusammenhang mit dem Gotthard-Strassentunnel

Von Walter Amberg, Locarno

In der jüngsten Entwicklung der Felsmechanik spielt der Gotthard-Strassentunnel eine besondere Rolle, da er die Forschung auf dem Gebiet des Tunnelbaus in entscheidendem Masse angeht und gefördert hat. Man darf behaupten, dass die *Theorie und insbesondere die Berechnungsmethode für die Bemessung der Tunnelauskleidung*, die in den sechziger Jahren während der Projektierung des Tunnels noch in den Kinderschuhen steckten, sich in den folgenden Jahren rasch entwickelt haben, so dass ab 1971 ein generell brauchbares Bemessungsinstrument zur Verfügung steht, das heute unter dem Namen «*Kennlinienverfahren*» wohl bekannt ist. Im vorliegenden Artikel möchte der Verfasser diese Entwicklung in deren Grundzügen kurz aufzeichnen und anhand von Berechnungsergebnissen aus Untersuchungen für den Gotthard-Strassentunnel zeigen, welchen Einfluss dieses Bauwerk auf die Felsmechanik ausgeübt hat.

Das Problem des Bergdruckes und die ersten Lösungsversuche

Im Tunnelbau versteht man unter Bergdruck die Belastung, die der Einbau von Seiten des Felsens erfährt. Es ist also die Belastung, die auf den Fremdkörper wirkt, den wir in den Berg hineinstellen um zu verhindern, dass sich der soeben ausgehobene Hohlraum wieder schliesst. Einbauten, die aus konstruktiven, z.B. mit der Tunnelbelüftung zusammenhängenden Gründen, oder allgemein aus Gründen, die nicht mit der Stabilität des Hohlräumens zusammenhängen, erforderlich sind, sind von den vorliegenden Betrachtungen ausgeschlossen.

Die Ermittlung des Bergdruckes ist ein sehr komplexes statisch unbestimmtes Problem, da die Lösung davon abhängt, wie stark der Einbau vom Gebirge zusammengedrückt wird. Die Zusammenpressung des Einbaus hängt aber ihrerseits von ganz verschiedenen Umständen ab. Zu diesen zählen der *natürliche Spannungszustand im Gebirge* und die *physikalischen Eigenschaften* sowohl des *Felsverbandes* als auch der *Einbauten*, und andererseits spielt der *Bauvorgang* eine sehr wichtige Rolle. Es versteht sich, dass ein sehr steifer Einbau, der direkt an der Tunnelbrüstung satt ange-

bracht wird, weit stärker beansprucht werden wird, als ein verformbarer Einbau, der das Gebirge sich entspannen lässt und es so zum Mittragen zwingt.

Die Ermittlung des Bergdruckes ist eine Aufgabe, die die Felsmechanik schon seit etlicher Zeit beschäftigt. In einer *ersten Phase* hat man versucht, das Problem mit Hilfe von bestimmten Annahmen so weit zu vereinfachen, dass es statisch bestimmt wurde. Es handelte sich darum, durch die geschickte Wahl von einigen Gleitlinien ein *Grenzgleichgewicht* zu bestimmen, das einfachen statischen Berechnungen zugänglich war. Im Grunde genommen war es einfach ein Versuch, die aus der Bodenmechanik bekannten Erddrucktheorien auf das Problem des Tunnels zu übertragen. Die Methode zeichnet sich aber durch zu grosse Willkür aus und insbesondere nimmt sie keine Rücksicht auf die Verträglichkeit der Verformungen am Ausbruchrand, dem Berührungspunkt zwischen Fels und Einbau.

In einer *zweiten Phase* der Entwicklung glaubte man die Aufgabe mit der *Elastizitätstheorie* bewältigen zu können. Nach ersten Versuchen mit analytischen Berechnungsmethoden entwickelten sich *numerische Verfahren*, die dank dem Computer auf allerlei Probleme der Felsmechanik angewandt werden konnten. Man musste sich jedoch, was das eigentliche Bergdruckproblem anbetrifft, bald einmal Rechenschaft darüber geben, dass die Anwendung der Elastizitätstheorie nur in Ausnahmefällen Resultate lieferte, die mit der physikalischen Wirklichkeit vereinbart werden können.

Wir kommen somit zu einer *dritten Periode*, die wir in unseren Betrachtungen als Ausgangspunkt annehmen wollen, da sie zeitlich ungefähr bis in die Projektierungsphase des Strassentunnels reicht. Es ist die Periode der sog. elasto-plastischen Berechnungsmethoden.

Elasto-plastische Berechnungsverfahren

Der Schwachpunkt in der Anwendung der Elastizitätstheorie liegt darin, dass sie im Gebirge in der Nähe des Hohlräumens oft zu unzulässigen Spannungen führt im Vergleich zur Festigkeit des Gebirgsverbandes. Aus diesem Grunde musste man sich demnach überzeugen lassen, dass in bestimmten

Zonen um den Hohlraum herum *Bruch- und Gleiterscheinungen* eintraten, die sich durch die Theorie der Plastizität viel besser erfassen liessen als durch die Elastizitätstheorie. Die Aufgabe bestand somit in der Entwicklung eines elasto-plastischen Berechnungsverfahrens zur Ermittlung eines mit der Wirklichkeit verträglichen Spannungs- und Verformungszustandes.

Spannungs- und Verformungszustand im Fels rund um den Tunnel

Gehen wir aus von der Situation, wie sie dem Bericht «*Felsstatik*» vom Mai 1966 aus der 1. Projektierungsphase (Projektwettbewerb) des Tunnels zu entnehmen ist [1]. Darin wurde dringend auf die grosse wirtschaftliche Bedeutung der Tunnelauskleidung in bezug auf die Kosten des gesamten Bauwerkes hingewiesen, und es wurde dem Wunsch nach einer allgemeinen Methode für die Bemessung Ausdruck gegeben. Trotz der wirtschaftlichen Tragweite des Problems gab es bis anhin noch keine allgemein brauchbare Bemessungsmethode, und in der Praxis stützte man sich im allgemeinen auf reine Empirie. So wurden die verschiedenen Profiltypen meistens aufgrund von sog. Erfahrungen gezeichnet und ihre Anwendung an Ort und Stelle wurde nach Gefühl und nicht immer durch kompetente Leute beschlossen. Textlich kann folgendes gelesen werden: «Von der grossen Bedeutung überzeugt, die einer allgemeinen Methode für die Bemessung der Tunnelauskleidung zukommen würde, haben wir seit einigen Jahren das Problem eingehend verfolgt. Vor kurzem ist es nun gelungen, eine Methode zu entwickeln, welche unter Zuhilfenahme von numerischen elektronischen Rechenmaschinen den Weg zu einer sehr allgemeinen Behandlung des Problems geöffnet hat. Damit ist es möglich geworden, die Tunnelauskleidung effektiv zu berechnen und für die Dicke der Auskleidung das wirtschaftliche und sicherheitsmässige Optimum zu bestimmen, unter Berücksichtigung aller Unregelmässigkeiten, die normalerweise im Gebirge auftreten (Schichtung, Klüftung, usw.)».

Wir sehen, der Gotthard-Strassentunnel hat schon seit Beginn der Projektierung die Felsmechanik angeregt, und wir können feststellen, dass 1966 ein sehr allgemein brauchbares elasto-plastisches Berechnungsverfahren vorhanden war. Zur Illustration des Gesagten, haben wir aus dem erwähnten Bericht «*Felsstatik*» ein Beispiel herausgegriffen und die Resultate in Bild 1 und Bild 2 wiedergegeben.

Die Berechnung bezieht sich auf den Tunnel mit 1000 m Überlagerung und einem Seitendruck im natürlichen Zustand von 1600 t/m². In der plastischen Zone beträgt die Kohäsion 30 t/m² und der Reibungswinkel 36° (oder 40°).

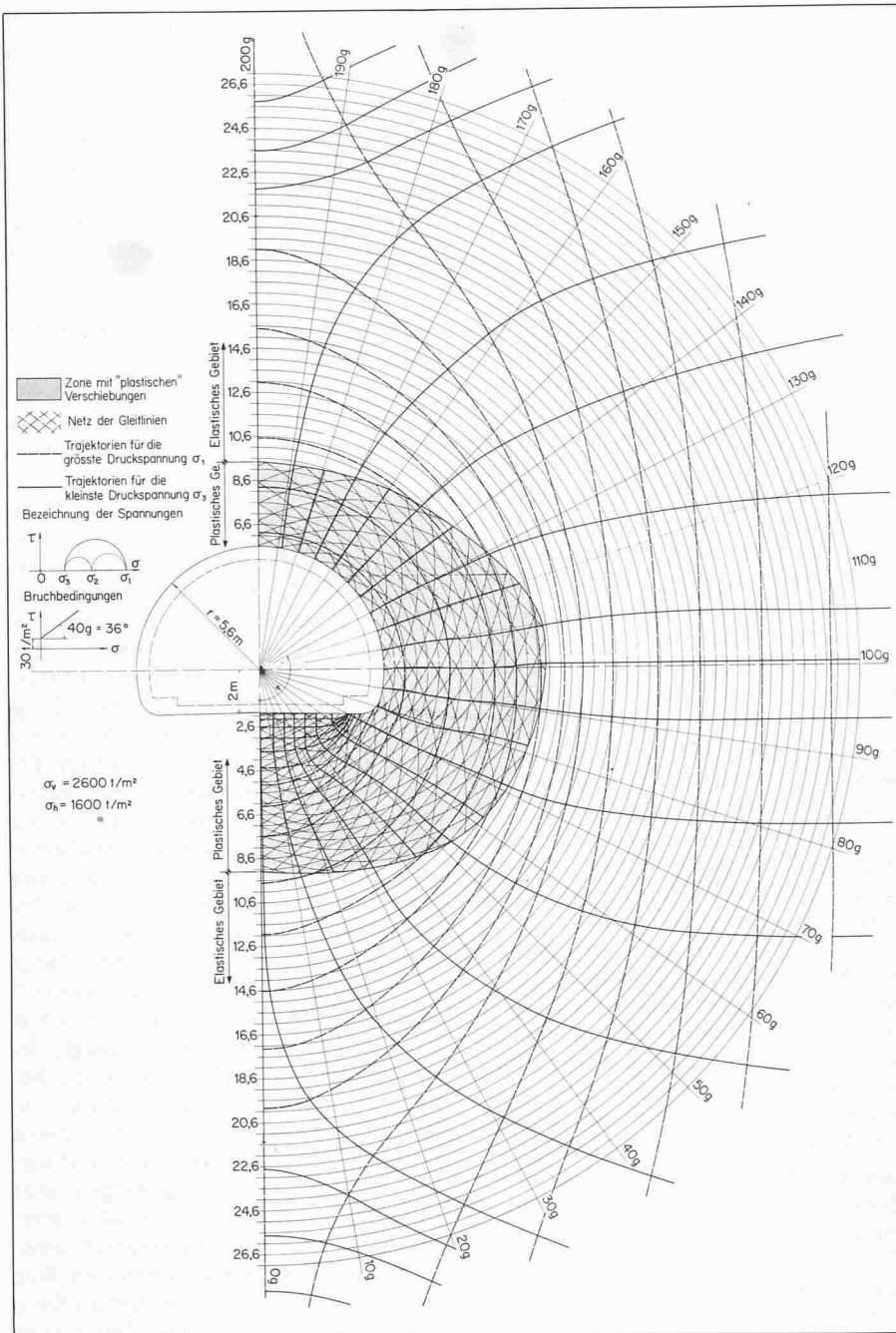


Bild 1. Spannungstrajektorien und Gleitlinien

Der Elastizitätsmodul des Felsens ist mit 2 Mio t/m² angenommen worden. Die Berechnung ergab eine mittlere Belastung des Gewölbes von rd. 90 t/m² bei einer Senkung des Scheitels von 33 mm. Wird die Tunnelsohle ohne Stabilisierung (d.h. Sohlengewölbe oder verankerte Bodenplatte) ausgebildet, beträgt die maximale Hebung 61 mm. Man beachte die Ausdehnung der plastischen Zone, den Verlauf der Spannungstrajektorien und den der Gleitlinien.

Die Berechnungsergebnisse der beiden Bilder sind von besonderem Interesse, da sie eine erste praktische Anwendung der elasto-plastischen Rechenmethode im Falle eines Tunnels sind. Es ist deshalb verständlich, dass sie am 1. Int. Kongress für Felsmechanik in Lissabon 1966 als Anwendungsbeispiel der elasto-

plasto-plastischen Berechnungsmethode der Fachwelt vorgestellt worden sind [3]. Das Grundkonzept des Berechnungsverfahrens ist von Dr. Lombardi erstmals in seinem Vortrag vom 3. Mai 1968 an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentstechnik in Lugano dargestellt worden [4]. Weitere Angaben über das Rechenverfahren sind in [12] und [13] zu finden.

Das Kennlinienverfahren

Obwohl die Frage, die uns beschäftigt, der Bergdruck ist, wird im Berechnungsablauf vorerst der *Bergdruck als bekannt vorausgesetzt* und mit dem elasto-plastischen Berechnungsverfahren der zugehörige Spannungs- und Verformungszustand und vor allem die Ver-

formung am Ausbruchrand ermittelt. Wir setzen also voraus, dass der Bergdruck (d.h. Stabilisierungsdruck für den Fels-hohlraum oder die Belastung für den Einbau) bekannt ist und ermitteln gesondert die Verformungen am Ausbruchrand des gelochten Gebirges und an der Aussenleibung des Einbaus. Damit nun der angenommene Bergdruck der richtige ist, muss die Bedingung erfüllt sein, dass die Verformungen des Einbaus denen, die ihm vom Tunnelrand aufgezwungen werden, entsprechen, d.h. die Verformungen der beiden Systeme (gestütztes Gebirge und Einbau) müssen verträglich sein. Auf den ersten Anhub scheint es, dass eine solche Bedingung sehr schwierig zu erfüllen ist. Betrachten wir aber kurz die im Tunnelbau üblichen Stabilisierungsmassnahmen so sehen wir, dass sich in einzelnen Fällen die Aufgabe gar nicht stellt oder dass sie in anderen Fällen vereinfacht werden darf.

Sind z. B. *vorgespannte Felsanker* vorgesehen, existiert das Problem der Verträglichkeit nicht, da die Kraft praktisch unabhängig von der Verformung als gegebene Grösse vorliegt. In einem solchen Fall ist also die Stabilitätsaufgabe eines Tunnels in einem Rechen-durchgang gelöst, und die Bemessung beschränkt sich darauf zu prüfen, ob die Verformungen längs des Ausbruchrandes das zulässige Mass nicht überschreiten. Ähnlich verhält es sich, wenn ein Tunnel mit einer *flexiblen Oberflächenbehandlung stabilisiert* werden kann, wie z. B. im Falle einer dünnen *Spritzbeton- oder Gunittschicht* oder im Falle einer *systematischen Felsnagelung*. Solche Stützmassnahmen wirken sich im engeren Bereich um den Tunnel herum als zusätzliche Kohäsion für den Felsverband aus und sind praktisch verformungsunabhängig. Eingehendere Ausführungen können in diesem Zusammenhang in [17] gefunden werden. Etwas schwieriger stellt sich die Aufgabe im Falle einer *Stützung des Gebirgs-hohlraumes mit Stahlbogen* oder mit einem *Betoneinbau*. In einem solchen Fall handelt es sich meistens um Stützelemente, die, was ihre Biegesteifigkeit anbetrifft, sehr viel weicher sind als das umliegende Gebirge. Dies bedeutet, dass wir den *Einbau als Membrane* auffassen können, die sich dem Ausbruchrand anschmiegt, die aber als Druckring einen unter Umständen sehr hohen Widerstand aufweisen kann. Da die Belastung einer Membrane der Kesselformel gehorchen muss, ergibt sich in jedem Punkt des Ausbruchrandes ein Stabilisierungsdruck, der dem Krümmungsradius entgegengesetzt proportional ist. Die Verteilung des Stabilisierungsdruckes ist somit durch die Geometrie des Tunnelquerschnittes gegeben und seine Grösse hängt praktisch nur von *einem Parameter*, der *mittleren Verformung*, ab, die dem Einbau vom

Gebirge aufgezungen wird. Diese Erkenntnis ist für das sog. Kennlinienverfahren von grundlegender Bedeutung, da sie es erlaubt, die Aufgabe der Verträglichkeit mit Hilfe einfacher Verformungscharakteristiken verschiedener Systeme, (wie z.B. das gelochte Gebirge, der Felskern oder der Einbau) zu lösen.

Ein zweites Grundprinzip des Kennlinienverfahrens ergibt sich daraus, dass die komplexen Vorgänge im Gebirge während des Vortriebs eines Tunnels anhand einfacher Systeme studiert werden können. Als wichtigstes dieser Systeme ist die *Modellvorstellung des Gebirges* zu nennen. Das Verhalten des Gebirges während des Vortriebs stellt ein *räumliches Problem* dar. Wir dürfen behaupten, dass in einem genügenden Abstand, sowohl vor wie auch hinter der Tunnelbrust sein Verhalten als ebener Verformungszustand in einer *senkrecht zur Tunnelachse stehenden Felscheibe* genügend genau dargestellt werden kann. Nehmen wir in erster Näherung ebenfalls bei der Tunnelbrust einen *besonderen ebenen Verformungszustand* an, so ergibt sich als Modell für das Gebirge eine senkrecht zur Tunnelachse stehende Felscheibe, die infolge Vortriebes des Tunnels *vom ungelochten zum gelochten Zustand übergeht*. Stellen wir uns weiter vor, dass die volle Gebirgsscheibe längs dem Ausbruchrand geschnitten und der so entstehende *Felskern* herausgelöst werden könnte, so ergeben sich zwei wichtige Systeme des Kennlinienverfahrens, die das Gebirge darstellen, und zwar die gelochte Felscheibe der Stärke «1» und der Felskern, dessen Stärke infolge Ausbruchs sukzessive von «1» auf Null abgeschwächt wird.

Mit den zwei genannten Systemen ist es möglich, eine erste Hauptaufgabe des Tunnelbaus näherungsweise zu lösen und zwar die Bestimmung der *mittleren Verformung des Ausbruchrandes an der Tunnelbrust*, d.h. eine Verformung, die vom Tunnel her überhaupt nicht beobachtet werden könnte. Zur Erläuterung der Aufgabe verweisen wir auf Bild 3. Es handelt sich um eine Untersuchung für den Gotthard-Strassentunnel aus dem Jahre 1971, welche die *erste praktische Anwendung des Kennlinienverfahrens*, unter Berücksichtigung des räumlichen Verhaltens, darstellt.

Im Bild sind verschiedene Kennlinien des Tunnels, d.h. mittlere radiale Felsverschiebung am Tunnelrand in Funktion des Innendruckes der gelochten Felscheibe, und verschiedene Kennlinien des Felskernes, d.h. Verformungsverhalten des Kerns unter verschiedenen Umständen, zu sehen. Was die Berechnungsannahmen anbetrifft, verweisen wir auf die Angaben in der Figur. Die Kurven 1 oder Kennlinien des Tunnels unterscheiden sich von einander in bezug auf die Annahmen betreffend der

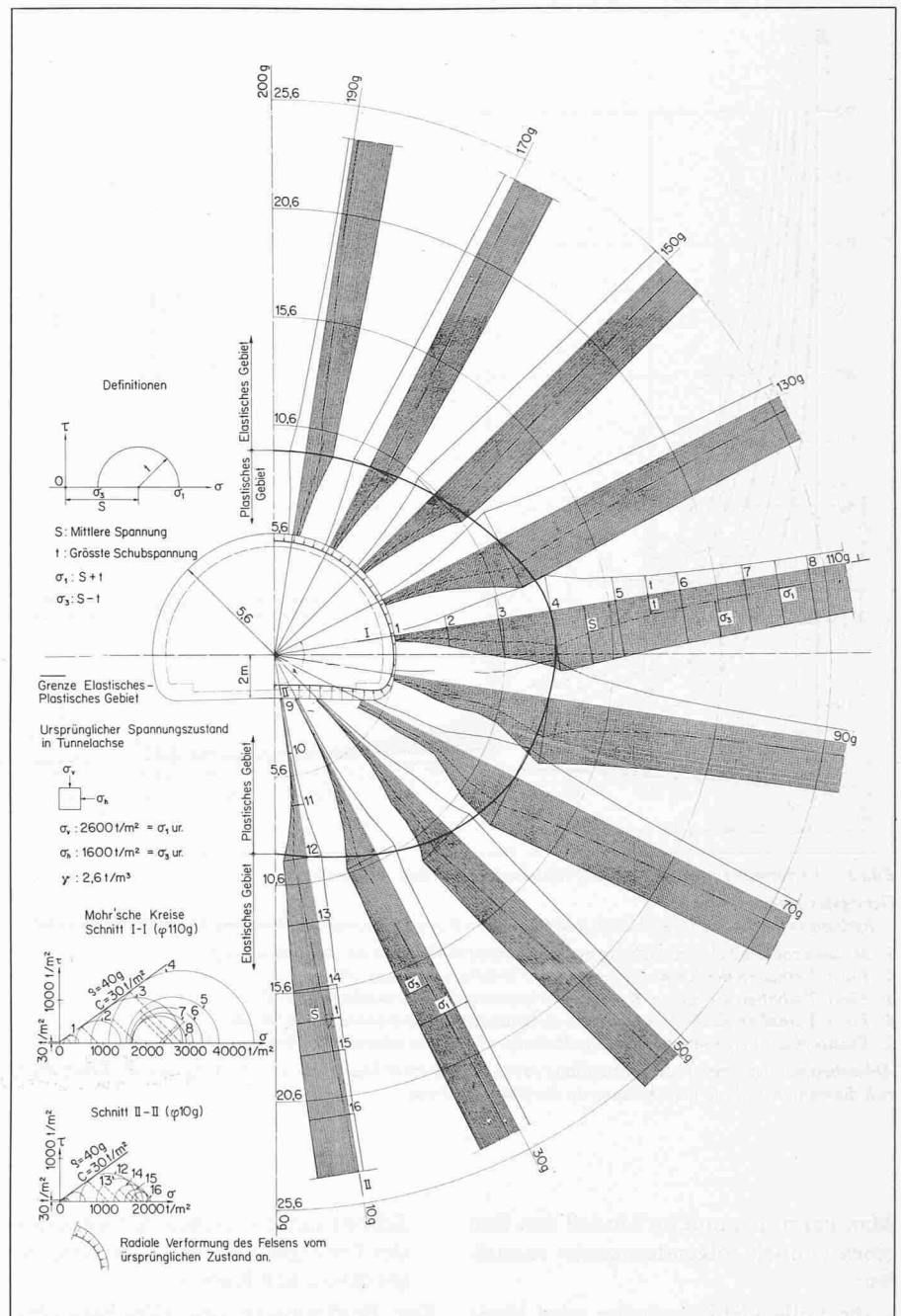


Bild 2. Spannungsverteilung und Verformungen am Tunnelrand

Volumenzunahme im Bruchbereich. Zu ihrer Bestimmung ist man punktwise vorgegangen, indem ein mittlerer Stabilisierungsdruck angenommen und mit dem elasto-plastischen Berechnungsverfahren die zugehörige mittlere radiale Verformung am Ausbruchrand berechnet worden ist. Punkt A entspricht dem Gleichgewichtspunkt im natürlichen Zustand, da der Lochleibungsdruck gleich dem mittleren natürlichen Druck auf Höhe der Tunnelachse ist, und die mittlere radiale Verformung verschwindet. Wird ab Punkt A der Stabilisierungsdruck allmählich vermindert, ergibt sich eine entsprechende Konvergenzverformung am Hohlraumumfang. Mit einem Reibungswinkel von 35° und einer Kohäsion von 6 t/m^2 kann der Stabilisierungsdruck in der gelochten Scheibe bis auf 390 t/m^2 redu-

ziert werden, bevor sich plastische Zonen um den Tunnel ausbilden. Von diesem Wert an abwärts werden die plastischen Zonen rund um den Hohlraum zunehmend grösser, und die Abnahme des Durchmessers des Ausbruchs nimmt immer stärker zu. Das Bild zeigt deutlich den Einfluss der Volumenzunahme in der plastischen Zone, etwa infolge Öffnung der Klüfte. (Die Volumenzunahme wurde von 0 bis 0,5% variiert).

Im gleichen Bild sind die Kennlinien 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.

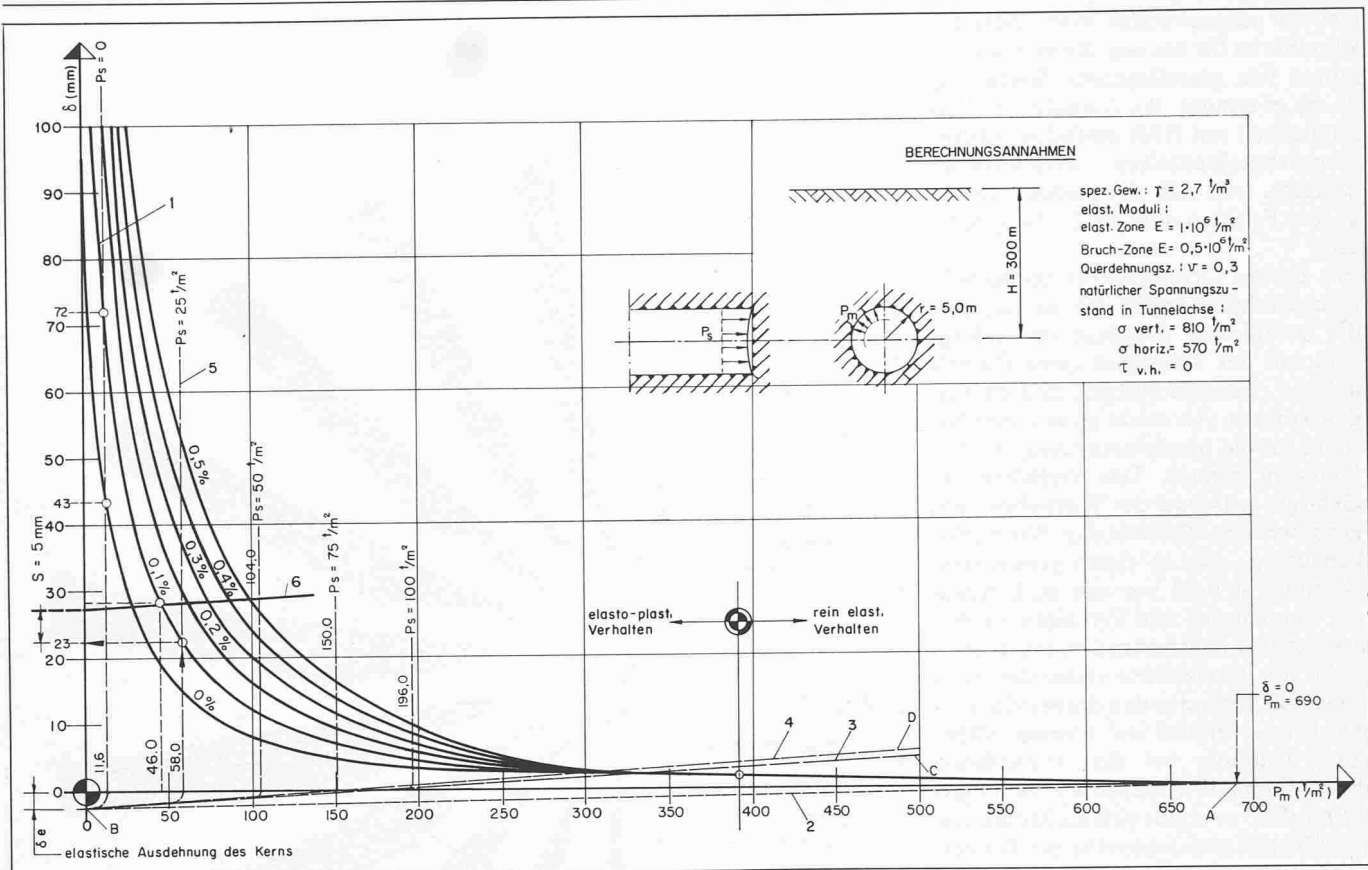


Bild 3. Verformungsverhalten eines Hohlraumes im Gebirge. – Kennlinien.

Gebirgsfestigkeiten:

Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$; Kohäsion (auf Schub) $c = 6 \text{ t/m}^2$; Volumenzunahme im plast. Bereich: variabel.

1. Mittlere radiale Felsverschiebung am Tunnelrand in Funktion des Innendruckes p_m
2. Elast. Verhalten des Kernes bei verhinderter Seitenausdehnung (A–B)
3. Elast. Verhalten des halben Kernes bei verhinderter Seitenausdehnung (B–C)
4. Elast. Verhalten des halben Kernes bei unverhinderter Seitenausdehnung (B–D)
5. Elasto-plast. Verformungsverhalten des halben Kernes bei abgestützter Ortsbrust (Stützkraft p_s)

Ablesebeispiel: bei einer Volumenzunahme von 0,1% und einer Stützkraft von 25 t/m^2 gegen die Brust, ergibt sich die mittlere radiale Verschiebung an der Brust zu 23 mm

Man kann sich nun im Modell den Bau eines Tunnels folgendermassen vorstellen:

- die volle Gebirgsscheibe wird längs des Ausbruchrandes geschnitten und der Felskern herausgezogen. Man stellt sich dabei vor, dass der Ausbruchrand festgehalten werde, während der Kern sich infolge Entlastung entspannt und ausdehnt. Diese Ausdehnung ist vornehmlich elastisch und die entsprechende Kennlinie ist die Gerade A–B.
- Die Wirkung des Ausbruchs kommt einer Schwächung der Kornscheibe gleich. Wird nun dieser geschwächte Kern gedanklich wieder zusammengepresst und in das Loch eingezwängt, und wird danach die Festhaltung des Ausbruchrandes gelöst, wird sich eine gewisse Konvergenzverformung einstellen und das neue Gleichgewicht zwischen gelochter Felscheibe und Felskern entspricht nicht mehr Punkt A, sondern einem Punkt auf der Tunnelkennlinie, indem die Verträglichkeit zwischen gelochter Scheibe und geschwächtem Kern gewährleistet ist. Es ist der

Schnittpunkt zwischen der Kennlinie des Gebirges und der Kennlinie des geschwächten Kernes.

Zur Bestimmung des Gleichgewichtspunktes, der den Zustand an der Tunnelbrust darstellt, müssen wir die Kennlinie des geschwächten Kernes an der Brust kennen. Dazu sind zwei Umstände zu berücksichtigen. Einerseits darf angenommen werden, dass die Stärke des Kernes nur noch halb so gross sei wie im ursprünglichen Zustand, und andererseits wird der Kern sich in Tunnelrichtung frei ausdehnen können, wobei die Längsspannung entweder verschwindet oder einem gegebenen Wert, z. B. infolge Abstützung der Brust, entsprechen muss. Im Bild ist ein Ablesebeispiel angegeben, das zeigt, wie unter bestimmten Bedingungen der Verformungszustand an der Tunnelbrust ermittelt werden kann. Die Bestimmung dieses Punktes ist sehr wichtig, da ein Einbau die Verschiebungsvorgänge höchstens ab diesem Punkt beeinflussen kann. Nehmen wir z. B. an, dass ein Einbau, dessen Verformungsverhalten nach der Geraden 6 verläuft, direkt an der Tunnelbrust mit einem mittleren ra-

dialen Spiel S eingebaut werden könnte, so würde sich ein Bergdruck von 46 t/m^2 bei einer totalen mittleren radialen Verformung am Ausbruchrand von rund 28 mm ergeben.

Das Kennlinienverfahren ist somit grundsätzlich eine graphische Darstellung der Kombination von Verformungscharakteristiken bestimmter Systeme mit dem Zwecke, durch Erfüllung der Verträglichkeitsbedingung die wesentlichen Vorgänge beim Bau eines Tunnels erfassen zu können und schliesslich den Bergdruck zu ermitteln. Ausführliche Erläuterungen über das Verfahren sind in [5] zu finden.

Räumlicher Spannungszustand im Bereich der Tunnelbrust und Zeiteinfluss

Obwohl das Kennlinienverfahren die Bemessungsaufgabe der Tunnelauskleidung grundsätzlich gelöst hat, und auch in vielen Fällen mit der Beobachtung gut übereinstimmende Resultate lieferte, versuchte man in der Theorie dem Problem noch weiter auf den Grund zu gehen, um die komplexen Vorgänge, die sich im Gebirge abspielen, besser zu verstehen. In diesem Zusammenhang

warf *Lombardi* am Internationalen Symposium für Untertagebau im September 1972 in Luzern folgendes Problem auf [7]:

Für die Bemessung des Einbaus ist es wichtig, den Verformungszustand des Hohlraumes zu kennen im Moment, in dem der Einbau statisch wirksam wird und den der eintritt, wenn die Verformungen abgeklungen sind, d.h. im Endzustand. Die Beobachtung zeigt nun, dass die ersten Stützmassnahmen meistens sehr nah der Brust angebracht werden müssen, und dass die Verformungen, die den Einbau beanspruchen, oft sehr lange Zeit andauern. Es handelt sich somit darum, folgende *Übergänge* zu verstehen und zu berechnen:

- zuerst den Übergang von einem mehr oder weniger homogenen Zustand zum Spannungszustand, der sich in der Zone der Tunnelbrust einstellt und der durch ein räumliches Verschiebungsfeld charakterisiert ist und dann
- den Übergang von diesem Spannungszustand zu demjenigen, der für die fertige Tunnelröhre gilt, wo die Verschiebungen abgeklungen sind.

Das zweite Problem besteht in der *Analyse des rheologischen Verhaltens des Felsens*, d.h. des Einflusses seiner Viskosität.

Wir wollen hier nicht im Detail auf die vorgeschlagenen Lösungen beider Probleme eingehen. Es soll aber erwähnt werden, dass *Lombardi* an der Tagung «Felshohlraumbau» der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau vom 18./19. März 1974 in Essen, auf beide Probleme eingegangen ist und Berechnungsvorschläge gemacht hat [10]. Weitere Angaben über die Lösung des räumlichen Problems im Bereich der Tunnelbrust und über die Viskosität sind in [11, 13 und 18] zu finden.

Abschliessend wollen wir anhand von zwei Beispielen aus Untersuchungen für den Strassentunnel die Wichtigkeit beider Probleme illustrieren: Ein erstes Beispiel ist in Bild 4 dargestellt. Es handelt sich um Berechnungsergebnisse aus einer Untersuchung zur Bemessung des Tunnelgewölbes in der sog. «Mesozoikumstrecke» [15]. Unter dieser Bezeichnung versteht man einen geologischen Abschnitt von etwa 300 m Länge, in dem vornehmlich dünne Ton- und Serizitschiefer, z. T. aber auch Kalkschichten, Gips und Dolomit vorkommen.

Die Berechnungsannahmen sind folgende:

- Überlagerungshöhe:	300 m
- Spezifisches Gewicht des Felsens:	2,7 t/m ³
- Reibungswinkel:	29°
- Kohäsion:	2 t/m ²
- Verformungsmodul:	500 000 t/m ²
- Volumenzunahme im Bruchbereich:	0,1%

Was den Bauvorgang des Tunnels in der Mesozoikumstrecke anbetrifft, kann folgendes festgehalten werden:

- die Durchörterung erfolgte mit der sog. deutschen Bauweise mit Stahleinbau,
- die beiden Paramentstollen, wie sie im Bild unten rechts dargestellt sind, wurden zuerst in der Kalotte und anschliessend in den Strossen abgebaut.
- Als dritte Bauetappe wurde die Tunnelkalotte z. T. im Schutze eines Messervortriebes und z. T. mit normalem Stahleinbau, ausgehoben.
- Es folgte dann der Strossenabbau und anschliessend der Aushub für das Sohlgewölbe.

Was Bild 4 anbetrifft, handelt es sich um eine Berechnung dieses komplizierten Teilausbruches mit Hilfe von sog. *Querschnitts- oder Flächenkennlinien*. In der Ordinate sind nicht radiale Verformungen, sondern Querschnittreduktionen dargestellt. Als Abszisse ist entweder ein charakteristischer Stabilisierungsdruck oder die Normalkraft in einem Querschnitt des Einbaubogenes aufgetragen. Im ersten Teil des Bildes ist die Kennlinie für die Brust des oberen Sohlstollens ① ersichtlich. Es handelt sich dabei um eine spezielle Kenn-

linie für einen Tunnel oder Stollen, die das Verformungsverhalten des Hohlraumes direkt an der Brust beschreibt. Für ihre Ermittlung werden in der Berechnung der ebenen Gebirgsscheibe bestimmte Massenkräfte eingeführt, die im ebenen Berechnungsmodell den Einfluss des räumlichen Spannungs- und Verformungszustandes nachahmen. Der Schnittpunkt 0 zwischen der Kennlinie der Brust und der des Kerns entspricht dem Gleichgewicht an der Stollenbrust. Von der Kennlinie ① springt man auf die Kennlinie ② des Kalottenprofils und bei seinem Unterfangen auf die Kennlinie ③ des ganzen Sohlstollens über. Auf der theoretischen künftigen Ausbruchslinie des Gesamtstollens wirken sich die lokalen Verformungen um die beiden Sohlstollen in dem Sinne aus, dass sie Verschiebungen in der Gebirgsmasse bedingen, die in Felsvolumen umgerechnet werden können, die ins Profil eindringen. Der entsprechende funktionelle Zusammenhang ist im Bild (oben in der Mitte) angegeben. Beim Ausbruch der Kalotte vollzieht sich schliesslich ein Übergang von der Kennlinie der Sohlstollen zu der Kennlinie des gesamten Tunnelprofils ④. Wie aus Bild ersichtlich, ergibt sich bei jeder Ausbruchsetappe eine Re-

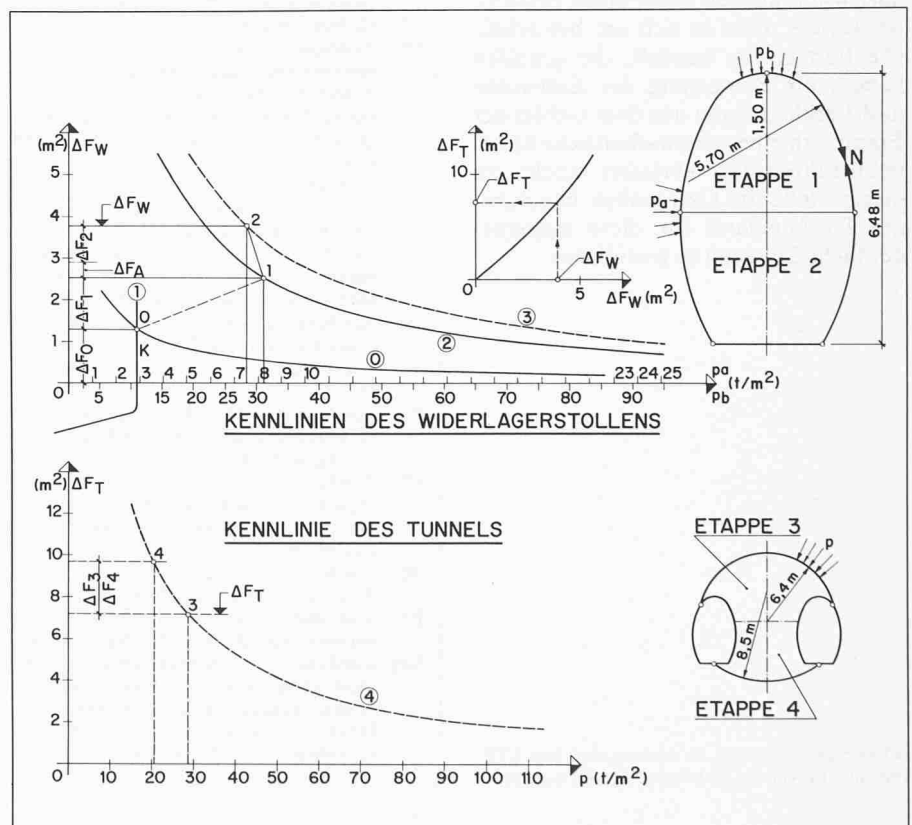


Bild 4. Nachgiebigkeit der Einbauten in den verschiedenen Bauetappen und Stabilisierungsdrücke.

Berechnungsannahmen:

Reibungswinkel:	$\varphi_{pl} = \varphi_{el} = 29^\circ$
Kohäsion:	$c_{pl} = c_{el} = 2 \text{ t/m}^2$
Verformungsmodul:	$M_{pl} = M_{el} = 500\,000 \text{ t/m}^2$
Volumenzunahme im plastischen Bereich:	0,1%
Spezifisches Gewicht des Felsens:	$2,7 \text{ t/m}^3$
Überlagerungshöhe H :	300 m

ΔF_A Flächengewinn infolge Absenkung der Kalotte während des Vortriebs der Strosse

ΔF_0 Flächengewinn vor der Brust

$\Delta F_{1, 2, 3, 4}$ Flächengewinn infolge Überprofil von 10 cm in den Etappen 1, 2, 3, 4

duktion des Bergdruckes. Die Berechnung ergibt eine Belastung der Parameterstollen von 32 t/m^2 und eine solche der Tunnelauskleidung von 20 t/m^2 . Die totale mittlere radiale Verformung am Ausbruchrand des Tunnels beträgt rund 39 cm im Endzustand. Das zweite Beispiel geht aus Bild 5 hervor. Es handelt sich um die Interpretation der in der «Mesozoikumstrecke» gemachten *Langzeit-Verformungsmessungen* mit einem *elasto-plasto-viskosen Berechnungsverfahren*. Das Bild stammt aus einem Bericht, der am Internationalen Symposium für Felsmechanik «Field Measurements in Rock Mechanics», 1977 in Zürich veröffentlicht worden ist [16]. Es zeigt eine sehr schöne Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Verformungen und bringt die Wichtigkeit der rheologischen Vorgänge einleuchtend zum Ausdruck.

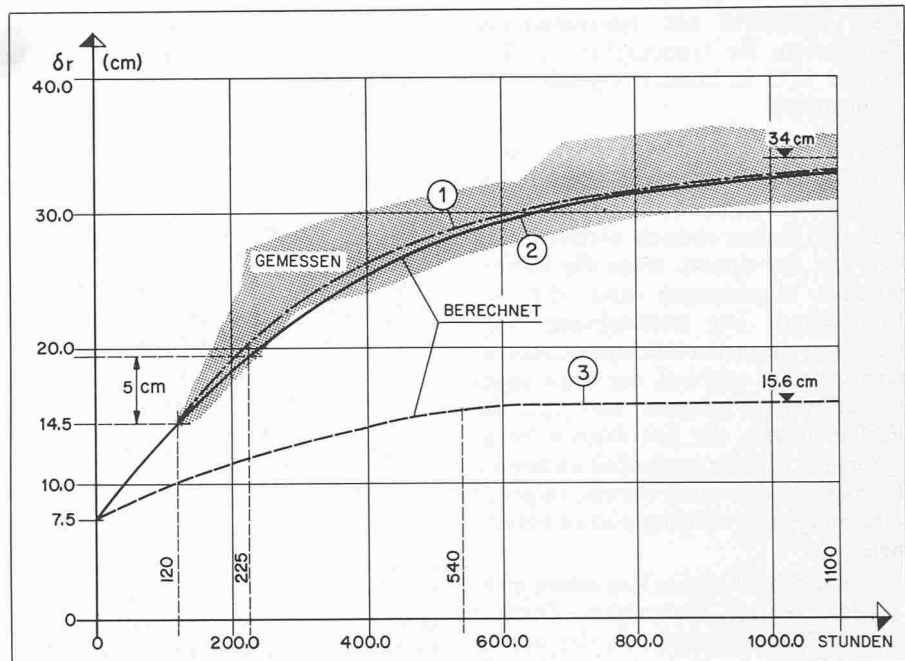


Bild 5. Berechnete und gemessene radiale Deformationen.

Kurven ① und ② mit Berücksichtigung des rheologischen Verhaltens
Kurve ③ ohne

Schlussbemerkungen

Im vorliegenden Beitrag ist versucht worden zu zeigen, welchen Einfluss der Gotthard-Strassentunnel auf die Entwicklung der Felsmechanik auf dem Gebiet des Tunnelbaus ausgeübt hat. Es darf wohl ohne zu übertreiben behauptet werden, dass es sich um beträchtliche Fortschritte handelt, die geholfen haben, die Bemessung der Einbauten und Verkleidungen aus dem Gebiet der Empirie in eine wissenschaftliche Sphäre zu führen. Der Verfasser möchte an dieser Stelle die Gelegenheit benutzen, um Dr. Lombardi für diese ausserordentliche Leistung zu gratulieren.

Adresse des Verfassers: W. Amberg, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbureau Dr. G. Lombardi, 6601 Locarno

Literaturverzeichnis

- [1] Strassentunnel Göschenen-Airolo (I. Projektierungsphase), Felsstatik (Mai 1966). Ingenieurbureau Dr. Lombardi und Ing. Gellera, Locarno
- [2] Lombardi, G. & Dal Vesco, E.: «Die experimentelle Bestimmung der Reibungskoeffizienten für die Felswiderlager der Stauwehr Contra (Verzasca)». 1. Int. Kongress für Felsmechanik, Lissabon 1966 (Vol. 1, pp. 571-576)
- [3] Lombardi, G.: «Diskussionsbeiträge am ersten Internationalen Kongress für Felsmechanik», Bd. III, Lissabon 1966
- [4] Lombardi, G.: «Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen». Schweiz. Bauzeitung, Heft 3, 1969
- [5] Lombardi, G.: «Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges». Schweiz. Bauzeitung, Heft 32, 1971
- [6] Lombardi, G.: «Aus der Projektierung des Gotthard-Strassentunnels». Schweiz. Bauzeitung, Heft 28, 1972
- [7] Lombardi, G.: «Einige Bemerkungen bezüglich des Gebirgsdruckes auf den Ausbau». Int. Symposium für Untertagebau, Luzern 1972
- [8] Lombardi, G.: «Votum zum Thema 2. Int. Symposium für Untertagebau, Luzern 1972
- [9] Lombardi, G.: «Felsmechanische Probleme am Gotthard», Rock Mechanics 1974
- [10] Lombardi, G.: «Berücksichtigung der räumlichen Einflüsse im Bereich der Ortsbrust». Tagung «Fels- und Hohlraumbau» der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau 18./19. März 1974
- [11] Lombardi, G.: «Der Ausbau im Tunnelbau». 3. Int. Kongress für Felsmechanik, Denver Sept. 1974
- [12] Rechsteiner, G.: «Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine», 1re partie. 3e congrès S.I.M.R., Denver Sept. 1974
- [13] Amberg, W.: «Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine», 2e partie. 3e congrès S.I.M.R., Denver Sept. 1974
- [14] Diethelm, W.: «Geologie und Felsmechanik im Untertagebau». Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Nov. 1974
- [15] Lombardi, G.: «Gotthardtunnel: Gebirgsdruckprobleme beim Bau des Strassentunnels». SIA-Studentagung: «Aktueller Tunnelbau in nicht standfestem Gebirge». Zürich, 5. Dez. 1975. Schweiz. Bauzeitung, Heft 13, 1976
- [16] Lombardi, G.: «Long term measurements in underground openings and their interpretation with special consideration of the rheological behaviour of the rock». International Symposium «Field measurements in rock mechanics», Zürich 1977
- [17] Lombardi, G.: «Funzione dei sostegni e rivestimenti quale consolidamento nelle opere sotterranee». Seminario su «Consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile». Stresa 26/27. Mai 1978
- [18] Lombardi, G. & Amberg, W.: «L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel». 4e congrès S.I.M.R., Montreux 1979