

Die Gesteins- Auflockerungsziffer in ihrer Bedeutung für die Bestimmung der äußeren Kräfte bei Untertagbauten.

Von Oberbergrat Dr. Ing. Karl Imhof, Salzburg.

Professor Dr. J. Stiny hat in den „Mitteilungen des Alpenländischen geologischen Vereines“¹⁾ in seinem Aufsatz „Geologische Randbemerkungen zum neuzeitlichen Bau von Krafthäusern“ am Schluß auch das Verhältnis des Baugeologen zum planenden Ingenieur treffend dargestellt. Kurz zusammengefaßt: Die Lehre vom Gebirgsdruck und von der Biegungsfestigkeit von Felskörpern spielt eine entscheidende Rolle. Je mehr sich der Baugeologe mit der Festigkeitslehre und der Baumechanik vertraut gemacht hat, um so eher kann er dem Ingenieur, der nun einmal rechnen muß, ziffermäßige Angaben machen. Er muß sich der Grundforderung des Bauwesens weitgehend anpassen, da mit allgemeinen Redensarten und dehnbaren Angaben dem Ingenieur in der Regel nicht gedient ist.

Unter diesem Gesichtspunkt wollen die nachfolgenden Ausführungen betrachtet werden.

Die Bodenarten: Urgestein, kristalline Schiefer, Sedimentgesteine, alte Moränen und Alluvionen u. a., befinden sich im Zustand einer bestimmten Gefügedichte. Werden solche Bodenarten künstlich durch Sprengschüsse, Pickel, Schaufel usf. gelöst und werden diese gelösten Massen durch ihr Eigengewicht und Auflasten gepreßt, so werden sie trotz des Zusammenpressens stets ein größeres Volumen einnehmen als im gewachsenen Zustand. Nur Gase und Flüssigkeiten haben die Auflockerungsziffer 0; sie behalten beim Umfüllen in andere Gefäße ihr Volumen bei.

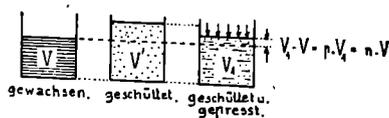


Abb. 1. Vorübergehende und bleibende Volumvermehrung.

Wenn in Abb. 1 bedeuten:

V das Volumen des gewachsenen Gesteins; γ dessen spezif. Gewicht;

V' das Volumen des frisch geschütteten Gesteins,

V₁ das Volumen der gepreßten Schüttung. ρ dessen Raumbgewicht.

so ist $p = \frac{V_1 - V}{V}$ die Volumvermehrung, die dem bleibenden Porenvolumen entspricht und die entweder in n Anteilen von V als Auflockerung oder in p Anteilen von V₁ als Porenvolumen ausgedrückt wird.

¹⁾ 32. Band, 1939, Wien 1940, Verlag F. Deuticke.

Es ist also

$$n \cdot V = p \cdot V_1. \quad \dots \text{(Gl. 1).}$$

Ist z. B. das Porenvolumen p mit 20% von V_1 (als Einheit) bestimmt worden, so ist das zugehörige gewachsene Volumen nach Abb. 1

$$V = V_1 - p \cdot V_1 = V_1(1-p) = 0,80 \cdot V_1.$$

Damit ergibt sich die Auflockerung von V mit

$$n = \frac{p \cdot V_1}{V} = \frac{0,20 \cdot V_1}{0,80 V_1} = 25\%.$$

Das Porenvolumen p kann man mit Wasser messen; es läßt sich aber auch leicht berechnen, wenn man ein bestimmtes Volumen V_1 des gelösten (ge-lockerten) Materials abwägt und dessen Raumgewicht ρ ebenso bestimmt wie das spezifische Gewicht γ des Gewachsenen.

Wenn allgemein G das Gewicht, V das Volumen und γ das spez. Gewicht bedeuten, so wird für die Gewichtseinheit $G = 1 = V \cdot \gamma$, somit

$$V = \frac{1}{\gamma} \quad \text{und ebenso} \quad V_1 = \frac{1}{\rho}.$$

Es ist aber, wie vorstehend $V = V_1 \cdot (1-p)$;

$$\text{Hieraus wird } p = \frac{V_1 - V}{V_1} = \frac{\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\gamma}}{\frac{1}{\rho}} = 1 - \frac{\rho}{\gamma} \quad \dots \text{(Gl. 2).}$$

Aus Gl. 1 wird

$$n = \frac{p \cdot V_1}{V} = \frac{(1 - \frac{\rho}{\gamma}) \cdot \frac{1}{\rho}}{\frac{1}{\gamma}} = \frac{\gamma}{\rho} - 1 \quad \dots \text{(Gl. 2a).}$$

Bricht man z. B. Diabas ($\gamma = 2,9$) zu Kleinschotter von 15/30 mm Korngröße ($\rho = 1,6$), so beträgt das Porenvolumen des gesiebten und frisch geschütteten Gesteins, hier also des Körpers V' , $p = 1 - \frac{1,6}{2,9} = 1 - 0,55 = 45\%$. Im Lauf der Zeit wird ρ durch Setzung größer und damit p entsprechend kleiner.

Die anfängliche Auflockerung von V beträgt $n_a = \frac{2,9}{1,6} - 1 = 81\%$.

Bei Untertagbauten, bei den Stollen- und Tunnelbauten und im Abbau von Kohlen- und Erzlagerstätten, hat man auch Gelegenheit, die Größe der Ausbruchräume und die geschüttete Halde zu vermessen. Damit kann man die anfängliche Auflockerungsziffer n_a direkt bestimmen. Sie ergibt sich, da $V' = V + n_a \cdot V$ ist, mit

$$n_a = \frac{V'}{V} - 1 \quad (\text{in } \%). \quad \dots \text{(Gl. 3).}$$

Handelt es sich darum, die zu erwartende bleibende Auflockerung zu bestimmen, so wird man ein bestimmtes Volumen des Schuttmaterials in ein standfestes Gefäß oder eine größere Menge in eine genau ausgehobene Grube

schichtenweise unter Benetzung einstampfen. Aus V' wird dann V_1 und die bleibende Auflockerungsziffer ergibt sich mit

$$n = \frac{V_1}{V} - 1 \quad (\text{in } \%) \quad \dots \dots (\text{Gl. 4}).$$

Im allgemeinen gelten für verschiedene Bodenarten nachstehende Auflockerungsziffern:

Bodenart	Auflockerung in %	
	anfänglich n_a	bleibend n
Stichboden: Sand, feiner Kies, sandiger Lehm, Ton usw.	10—20	1— 2
Hackboden: schwerer Lehm u. Ton, grober Kies . .	20—25	2— 4
Gebräches Gestein: Keuper, Mergel, weiche Sandsteine, kleinbrüchige Schiefer, zerklüftete Kalksteine	25—30	4— 6
Sprenggesteine, leicht schießbare: feste Schiefer, Kalk- und Kreidegesteine, feste Sandsteine, Konglomerate und Brekzien	30—35	6— 8
Sprenggesteine, schwer schießbare: Granit, Gneis, Syenit, Quarzit, Hornstein, Porphy, Melaphyr, Grünstein, Diabas, Grauwacke usw.	35—50	8—25

Die bleibenden Auflockerungsziffern bilden nun bei jeder Gebirgsart die Grundlage für die Bestimmung jenes Teiles des durchörterten Gebirges, der als Belastung des vorübergehenden Holzeinbaus und des gemauerten oder betonierten endgültigen Kunstobjekts rechnermäßig behandelt werden kann.

Mit der bleibenden Auflockerung ist bei Untertagbauten deshalb zu rechnen, weil die je nach Gebirge sich rasch oder langsam nach oben fortpflanzende anfängliche Auflockerung durch das Gewicht der höher gelegenen Massen von selbst in die bleibende Auflockerung übergeht.

Bevor hierauf näher eingegangen wird, soll zunächst noch festgestellt werden, daß erfahrungsgemäß nicht hohe Gebirgsüberlagerungen über dem Kunstbau, dem Stollen oder Tunnelgewölbe, die größten Belastungskörper ergeben und damit die größten Drücke auf den Kunstbau ausüben; es sind das vielmehr verhältnismäßig kleine Überlagerungen, deren Wirkung z. B. bei rolligem Gebirge (Bach- und Flußgeschiebe, Sand, Moräne), auch in gebrächem Gestein, rasch eintritt. Große Überlagerungshöhen des Berginnern gelten dem Tunnelbauer schon auf Grund praktischer Erfahrung weniger gefährlich als kleine Überlagerungshöhen der Eingangsstrecken, sofern nicht tektonische Kräfte zur Wirkung kommen.

Im Gegensatz zu dieser Erfahrungstatsache gab einer der bedeutendsten Geologen, Prof. Dr. Albert Heim in Zürich²⁾, seiner Ansicht in längeren Abhandlungen dahingehend Ausdruck, daß schon bei Überlagerungshöhen von

²⁾ Dr. A. Heim: „Mechanismus der Gebirgsbildung“. Basel 1878. Dto.: „Tunnelbau und Gebirgsdruck“. Vj.-Schrift d. Naturf. Ges. Zürich, 50. Jahrgang, 1905, Heft I.

1000 m jedes Gestein „latent plastisch“ sei und daß die Plastizität zum Ausdruck komme, wenn durch einen Eingriff das Gleichgewicht gestört werde. Er vertritt den Gedanken, daß das Gestein nach Auslösung der Plastizität zu fließen anfangen und daß dann nicht mehr statische, sondern hydrostatische Verhältnisse auftreten. Daher folgert er, daß bei Überlagerungen über 1000 m jeder Tunnel in jedem Gebirge Sohlengewölbe erhalten müsse, weil sonst Sohlenauftrieb erfolge, der ja selbstredend die Zerstörung des Bauwerks zur Folge haben müßte, nachdem die Widerlager langsam zusammengehen, im Firstgewölbe in der Bruchfugengegend deshalb Kantenpressungen der inneren Laibung und damit schalenförmige Abtrennungen des Gewölbemauerwerks auftreten, weil die Druckfestigkeit des Mauerwerks überwunden werde.

Die Tunnelbauer konnten sich auf Grund ihrer Erfahrungen zu Heims Lehre in Anwendung auf die bis heute ausgeführten Tunnelbauten nicht beikennen. Vor allem Karl Brandau³⁾, der Erbauer der Südseite des Simplontunnels, nahm überzeugend Stellung dagegen für Tiefen, in denen wir Tunnelbauten schon mit Rücksicht auf die anwachsende Temperatur überhaupt noch ausführen können.

Würde Heims Ansicht so allgemein Geltung für die von uns erreichbaren Tiefen der Erdrinde haben, so müßten die Gesteine sowohl plutonischen wie sedimentären Ursprungs Körper sein, deren Aggregatzustand in diesen Tiefen zwischen fest und flüssig liegen müßte, wie das z. B. beim Siegelack der Fall ist, sobald die Lufttemperatur etwa 25° C erreicht hat.

Wenn man eine gewöhnliche Siegelackstange, sog. „Bankwax“, mit halbkreisförmigem Querschnitt von 1,57 cm² und einer Länge von 21 cm bei etwa 25° C an ihren Enden als frei aufliegenden Träger auf zwei Stützen legt, wird sich diese Stange schon allein unter ihrem Eigengewicht langsam durchbiegen und bereits nach wenigen Tagen eine Durchbiegung von mehreren Millimetern aufweisen. Die Stange ist aber spröde geblieben und läßt auch nach gewaltsam erfolgtem Durchbrechen mit der Lupe keine Veränderung des Gefüges erkennen. Erwärmt man die Stange höher, ohne sie aber zum Schmelzen zu bringen, so erfolgt die Durchbiegung rasch.

Heims Ansicht ist zweifellos für den tieferen Teil unserer Erdrinde zutreffend. Diese Zone latent er Plastizität, die bei Eröffnung durch einen Hohlraum zum langsamen Fließen kommt, liegt auch gewiß noch weit oberhalb des eigentlichen Magmas, der heißen gasdurchtränkten Silikatschmelze, in die die feste Rinde langsam übergeht, jedenfalls aber in einer Tiefe, die uns nicht mehr zugänglich ist.

Niggli⁴⁾ stellt fest, daß nach direkten Messungen die Temperatur der an die Oberfläche gelangenden Magmen häufig um 900—1100° C liegt.

Wenn bis zur Temperatur von rund 1000° C die geothermische Tiefenstufe von 33 m/1° C, von der Erdoberfläche ab gerechnet, noch Gültigkeit hat, was sehr wahrscheinlich ist, so würden wir zu einer Tiefe von 33 km kommen, der die unter hohem Druck gestandenen Magmen, die die Erdoberfläche durch die Vulkane erreichen, entstammen. Bei einem durchschnittlichen spez. Gewicht $\gamma = 2,7$ der Erdrinde bis zu dieser Tiefe beträgt der Belastungsdruck der Gesteinssäule rund 9000 kg . cm⁻². Nachdem die Druckfestigkeit von Mauthausener Granit ($\gamma = 2,65$) 1600 kg . cm⁻², des außerordentlich dichten Diabasses von Saalfelden ($\gamma = 2,85$) sogar 2800 kg . cm⁻² beträgt, ist in dieser Tiefe die Druckfestigkeit mehrfach überschritten. Hier müssen sich alle Gesteine im plastischen Zustand befinden und angesichts der hohen Temperatur schon glutflüssig sein.

³⁾ Dr. K. Brandau: „Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Bau des Simplontunnels“; Schweiz. Bauzeitung 1909. I. u. II.

⁴⁾ Dr. P. Niggli: „Lehrbuch d. Mineralogie“; Verlag Bornträger, Berlin.

S. Günther⁵⁾ berichtet in seinem Handbuch der Geophysik, daß nach den Berechnungen Bauschingers bei zunehmenden Belastungen, wie sie unterhalb der Erdoberfläche bestehen, sich der Druck schon nahezu nach allen Richtungen gleichmäßig fortpflanzt, womit die Fundamenteigenschaften der tropfbarflüssigen Körper gegeben ist. Er führt auch an, daß einige Versuchsreihen von Kick, bei denen Gesteine unter hermetischem Verschuß sehr hohem kontinuierlich wirkendem, rein statischem Druck ausgesetzt wurden, die Berechnungen Bauschingers bestätigten, indem die Gesteine in diesem Druckzustand ohne Bruch und Lösung des molekularen Zusammenhanges, dem fließenden Gletschereis vergleichbar, in Formen gepreßt werden konnten. Kick schloß, daß bereits in 8000 m Tiefe alle Gesteine plastisch werden müssen. In dieser Tiefe von 8000 m herrscht aber auch bereits ein Druck von rund 2200 kg.cm⁻² und eine Temperatur von 250° C.

Solche Tiefenzonen der Erdkrinde können die Menschen auch bei besten Vorrichtungen für Wärmeabfuhr sowohl aus Gründen der Temperaturhöhe wie auch aus rein statischen Gründen kaum jemals erreichen.

Die Grenze aber, bei der nach Heims Ausdruck die Zone latenter Plastizität beginnt, wo also ein künstlich hergestellter Hohlraum in standfestem Gestein langsam, wenn auch erst im Verlauf langer Jahre, durch Zusammenfließen erfüllt wird, ist heute noch schwer genauer festzulegen; sie wäre jedoch im Sinne der Versuchsmethode von Kick durch jahrelang kontinuierlich wirkende Druckbelastung wohl festzustellen möglich.

Jedenfalls wird aber schon in einer Tiefe von 6000 m, in der die Druckfestigkeit fast aller Gesteine bereits erreicht ist und wo eine Temperatur von 190° C herrscht, plastisches Verhalten erwartet werden müssen. Diese Tiefengrenze ist jedoch noch so weit von jenen Teilen der Erdkrinde, in denen Untertagebauten in Frage kommen, entfernt, daß die Hypothese einer sich schon bei Tiefen von 1000 m geltend machenden Plastizität keine gesicherte Grundlage mehr hat und auf Grund der Erfahrungen mit älteren großen Tunneln (Mont Cenis, Gotthard, Arlberg) auch nicht haben kann.

Über den tiefsten Schacht verfügte im Jahre 1931 das Goldfeld am Witwatersrand in Südafrika⁶⁾. Die Sohle stand damals bei 2328 m. Dort ist das in höheren Horizonten anfänglich steil gestandene Erzlager bereits in schwebender Lage. Schon bei 500 m Tiefe hatten sich im kompakten Nebengestein Bergschläge eingestellt, die mit zunehmender Tiefe an Heftigkeit zunahmten, jedoch mit Plastizität schon gar nichts zu tun hatten. Auch stürzte über den Abbauräumen oft das Hangende plötzlich nieder. Das war aber keine besondere Erscheinung, denn große Hangendflächen werden ohne oder bei ungenügender Unterfangung in jeder Höhenlage der Erdkrinde niederbrechen, weil die Biegungs- und Scherfestigkeit des Gesteins bei entsprechender Größe der Freilegung überschritten wird. Irgendwelche Andeutungen plastischer Eigenschaften konnten nicht beobachtet werden.

Der bisher höchst überlagerte Tunnel ist der 19,8 km lange Simplontunnel. Die größte Gebirgsüberlagerung beträgt 2100 m. Hier herrscht ein Schweredruck von 560 kg.cm⁻². Die größte Gesteinstemperatur wurde mit 55° C gemessen. Auch hier konnte der Tunnelbauingenieur von Plastizität des Gesteins nichts bemerken.

⁵⁾ Dr. S. Günther: „Handbuch d. Geophysik“; Verlag Enke, Stuttgart, 1897, Bd. I, dritte Abt., Kap. II.

⁶⁾ Dr. Ing. K. Imhof: „Betriebsschwierigkeiten des Bergbaus am Witwatersrand und in den Ostalpen im Lichte von Ziffern“. Canaval-Festschrift des Naturkundl. Landesmuseums in Kärnten. Klagenfurt 1935.

Der Tunnel liegt in einem zur Zeit des Alpenaufbaus sehr stark tektonisch bewegten Gebirge, dem Monte Leone-Massiv der Walliser Alpen. Mächtige Gneislamellen sind in die jurassischen Glimmerschiefer, Phyllite, Kalkglimmerschiefer und kristallinen Kalke mit Dolomit, Gips und Anhydrit eingepreßt und ausgewalzt. Bohrung und Sprengung waren in allen durchörterten Gebirgsarten ohne Schwierigkeiten durchführbar, doch zeigten sich stellenweise bald nach der Sohlstollenauffahrung Druckerscheinungen, die sich nicht in den jüngeren Formationen der ehemaligen Sedimente, sondern wider Erwarten gerade im Urgestein am stärksten äußerten. Es kam vor, daß z. B. bei km 7 der Südseite, wo bei einer Überlagerung von 1600 m zwischen dem Lebendungneis und den Glimmerschieferphylliten ein Schichtenkomplex von Marmor und Kalkschieferbänken lag, hier also drei verschiedenen geologischen Formationen angehörige Gesteine gewaltig bewegt, verfaltet und verquetscht worden waren, eine 290 m lange Strecke im Kalk ohne Holzeinbau ausgebrochen und mit leichtem Verkleidungsprofil ohne Sohlengewölbe ausgemauert werden konnte, während die anschließenden Strecken im Gneis und im Glimmerschiefer starken Einbaus und starker Mauerungsprofile mit Sohlengewölbe bedurften. Dieses Verhalten des Gebirges war damals rätselhaft, bewies aber klar, daß von plastischen Eigenschaften nicht die Rede sein konnte. Die Beobachtung ergab dann vielmehr, daß die Kohäsion im Kalk eine noch bedeutende war, während sie im Gneis und Schiefer nicht mehr bestand. Hier bildete sich deshalb ein Druckkörper aus, der längs entstehender Gleitflächen auf das Mauerwerk der Tunnelringe schob und drückte, wie das bei jedem Stollen und Tunnel in gebrächem Gebirge der Fall ist. Abb. 2

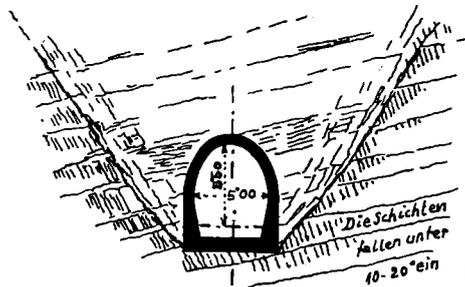


Abb. 2. Brandaus Vorstellung vom Druckkörper im Berginnern.

bringt zum Ausdruck, wie Brandau sich den Druckkörper vorstellte, dessen Höhe er mit 20 bis 30 m schätzte.

Daß er der Wirklichkeit schon nahe kam, zeigen die nachfolgenden Darstellungen.

Wenn auch die allgemeine Erddrucktheorie durch namhafte Forscher bereits zu hoher praktischer Bedeutung für die Berechnung von Stütz- und Futtermauern gebracht wurde, so waren doch selbst Rebhann, Culman, Ritter u. a. noch nicht klar darüber geworden, wie die äußeren Kräfte bei einem Einbau unter Tag zustande kommen und wie deren Größe und Richtung bestimmbar ist. Selbst Prof. Ritter war noch der Anschauung, daß sich der Gebirgsdruck senkrecht zur Laibung des Tunnelgewölbes äußere, was nicht zutrifft. Man kannte den Druckkörper noch nicht, der sich während und nach erfolgter Herstellung eines Stollens oder Tunnels in jedem von Haus aus plastischen oder gebrächem Gebirge und auch in festem Gestein, das im Laufe der Zeit gebrä-

wird, rascher oder langsamer ausbildet. Es gelang jedoch Kommerell⁷⁾ in seinem sehr lehrreichen Buch, sowohl für allgemein auftretende Fälle wie auch für Sonderfälle, die durch Kluffbildungen und an Berglehnen zustande kommen, die maßgebenden Druckkörper wie auch die Richtung und Größe der auftretenden Gebirgskräfte zu bestimmen. Eine nähere Erläuterung dieser mit den praktischen Erfahrungen in Übereinstimmung stehenden Theorie würde hier zu weit führen. Das Resultat aber ist, daß sich im allgemeinen auch bei Bauwerken unter Tag ein prismatischer Druckkörper längs einer Gleitfläche bildet, der seitlich auf das Bauwerk drückt und daß überdies oberhalb des Bauwerks ein parabolförmiger Druckkörper entsteht, der unter Zugrundelegung der Auflockerungsziffer mit den Gleichungen 5, 6 und 7 rechnermäßig festgestellt werden kann. Bei geringer Überlagerungshöhe bis gegen 20 m tritt der parabolische Druckkörper nicht auf (Abb. 4), da die Gleitfläche dann bis zu Tag reicht, womit die ganze über dem Bauwerk liegende Erdmasse als Belastung wirkt; bei Höhen über 20 m entsteht er jedoch regelmäÙig.

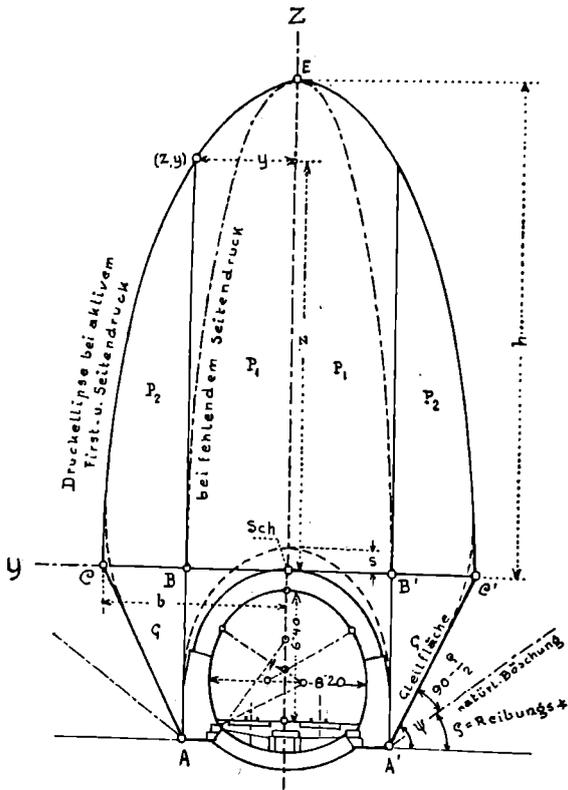


Abb. 3. Druckprismen und Druckellipse als Belastungskörper des untertägigen Bauwerks.

In Scheitelhöhe des Tunnels gehen die Druckprismen G (ABC und A'B'C') in diesen parabolischen Druckkörper CEC' über (Abb. 3 und 3a).

⁷⁾ Dr. Ing. O. Kommerell: „Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk. Grundlagen und Anwendung auf die wichtigsten Belastungsfälle“; Verlag H. Ernst u. Sohn, Berlin 1942.

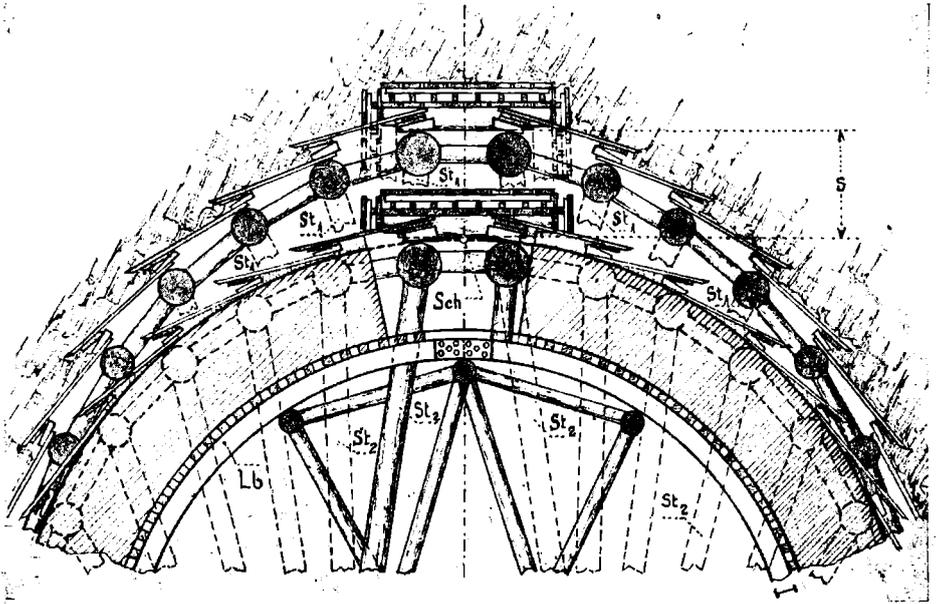


Abb. 3a. Setzung der Kalotte in druckhaftem Gebirge.

Anfängliche Lage der Zimmerung bei Beginn des Vollausbruchs und Endlage beim Gewölbesehluß.

s = Senkung im Verlauf der Arbeit.

Sch = äußerer Gewölbeseitel.

St₁ = die die Kronbalken vortübergehend auf die provisorischen Brust- und Mittelschwellen stützenden Streben.

St₂ = endgültige Streben zu den definitiven Brust- und Mittelschwellen.

Lb = Lehrbogen.

Das Druckprisma entsteht, wie bei Anschnitten des Bodens über Tag, durch Lösung der Kohäsion des Erdkörpers längs der Gleitfläche; der parabolische Druckkörper bildet sich zufolge der Senkung (Setzung) des vorübergehenden (provisorischen) Einbaus, und des in seinem Schutz hergestellten Gewölbes bis zu dessen endgültiger Ruhelage aus. Die Höhe dieses Druckkörpers hängt ab von der Größe der Senkung, die unvermeidbar ist. Je länger das Gebirge auf dem Einbau ruht, desto größer wird die Senkung durch Setzung der Zimmerung. Es gilt deshalb auch als bewährte Erfahrungsregel, in drückendem Gebirge ausgebrochene Tunnelstrecken nicht auf dem Holz stehen zu lassen, sondern baldmöglichst auszumauern, um Druckzuwachs zu vermeiden. Die Hölzer des Einbaus werden in druckhaftem Gebirge bis zu starkem „Einbeißen“ zusammengedrückt und das Auswechseln der vorübergehend eingelegten Brust- und Mittelschwellen sowie der Streben im Verlauf der Vollausbrucharbeit^{*)} hat bei jedem Zimmerungssystem, so auch beim sonst einwandfreien Zentralstrebensystem, Senkungen zur Folge, die dann erst noch vergrößert werden durch das Zusammenpressen der Mörtelfugen, des fertigen Tunnelgewölbes und durch die Verquetschung der während der Mauerung in stark gebrächem und rolligem Gebirge selten entfernbaren Verpfählungsdielen. (Die Kronbalken werden — das veraltete englische System ausgenommen — während der Mauerungsarbeit entfernt).

^{*)} Brandau u. Imhof: „Tunnelbau“, 11db. d. Ing.-Wiss., 5. Bd., 4. Auflage. Verlag Engelmann, Leipzig.

Die Summe dieser Senkungskomponenten, die in der Firste ihr größtes Maß erreichen, beträgt bei zweigeleisigen Tunneln je nach Art und Verhalten des Gebirges und nach der Zeitdauer, während der der Holzeinbau das Gebirge zu tragen hat, bei fachmännisch richtiger Vorgangsweise in standfestem Gebirge einige Zentimeter (Setzung des Mauerwerks), in rolligem Gebirge bis 1,5 m. Es ist daher notwendig, schon beim Vortrieb des Firststollens auf die zu erwartende Senkung s (Abb. 3 und 3a) Rücksicht zu nehmen und diesen Stollen in entsprechender Höhe über dem theoretischen Tunnelprofil zu schlagen (Abb. 3a). Natürlich ist auch, wie dort in seinen Einzelheiten und in Abb. 3 mit gestrichelter Linie gezeichnet, die Verpfählung des Vollausbruchs so vorzunehmen, daß die Kronbalken in eine elliptische Kurve zu liegen kommen, die im Kämpfer den Kreis tangiert. Dem praktisch erfahrenen Tunnelbauer gibt das Verhalten des Gebirges beim vorangegangenen Sohlstollenvortrieb Anhaltspunkte für die vorläufige Einschätzung der zu erwartenden Senkung. Wird sie zu klein gewählt, so müssen während der Gewölbemauerung kostspielige Auffüstungsarbeiten vorgenommen werden, die selbst wieder zu weiterer Setzung und Druckvermehrung Anlaß geben; ist sie zu groß veranschlagt worden, muß der oberhalb der theoretischen äußeren Laibung verbleibende Raum mit Steinsatz ausgeschlichtet, noch besser aber satt ausgemauert oder zubetoniert werden.

Mit der Senkung geht nun die Auflockerung vor sich und von der Größe der Senkung hängt die Höhe h des Druckkörpers ab, die eine Funktion der Senkung s und der Auflockerungsziffer n ist.

Kommerell hat nun in seinem Lehrbuch den Nachweis für die Entstehung des Druckparaboloids erbracht und dargelegt, daß der parabelförmige Schnitt des Druckkörpers mit ausreichender Genauigkeit durch eine Ellipse mit dem Nullpunkt im Scheitel Sch des Gewölbes ersetzt werden kann (s. Abb. 3), deren Gleichung lautet

$$\frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{h^2} = 1 \quad \dots (Gl. 5).$$

Hierin ist b die Breite des Bruchprismas auf der Y -Achse und h die Höhe der zum Verbrauch kommenden Massen auf der Z -Achse.

Der Flächeninhalt des elliptischen Druckkörpers ist $2(P_1 + P_2) = \frac{h \cdot b \cdot \pi}{2}$.

Die Höhe h der Druckellipse ergibt sich aus der Überlegung, daß sich die Firstsenkung s vom Augenblick des Stollenvortriebes bis zum Schluß des Gewölbes nach oben so lange fortpflanzt, bis die dem jeweiligen Gebirge zukommende bleibende Auflockerung n eine weitere Abtrennung von Materialteilchen nicht mehr zuläßt, weil der ganze der Senkung s entsprechende Hohlraum durch die unter Volumvermehrung (s. Abb. 1) allmählich nachstürzenden Masseteilchen erfüllt ist. Es besteht daher die einfache Beziehung

$$n : 100 = s : h, \text{ woraus}$$

$$h = \frac{100 s}{n} \quad \dots (Gl. 6).$$

Mit dieser grundlegenden Gleichung kann die oberste Grenze der Molekularauflockerung für jede Gebirgsart bestimmt werden. Für Flüssigkeiten ist $n = 0$, somit $h = \infty$, wie das ja der Fall ist; für $s = 0$ wird $h = 0$.

Befindet sich die Geländeoberfläche in größerer Höhe als h , so ergibt sich keine Pingenbildung; die der Senkung entsprechende Auflockerung reicht nicht mehr bis zur Oberfläche. Die in Abb. 3 kenntlich gemachten Flächen G , P_1 und P_2 bilden nunmehr die auf dem Tunnel und dessen Widerlagern lastenden Druckkörper, die nach den Lehren der graphischen Statik die Größe und Richtung der auftretenden Kräfte, die Konstruktion der Gewölbe-Stützlinie und damit die Berechnung der günstigsten Gewölbeform, sowie die Dimensionierung des Mauerwerks gestatten.

Es kommt nun vor, daß sich nur Firstdruck geltend macht und Seitendruck auf das Bauwerk fehlt. In solchem Fall tritt „passiver Erddruck“ bei den Widerlagern auf. Der schon durch das Gewicht des Gewölbes immer aktive Firstdruck bewirkt einen Verlauf der Stützlinie, der eine nach außen gerichtete seitliche Pressung der Widerlager an das Gebirge zur Folge hat, das im Berginneren nicht ausweichen kann. Die Druckprismen G entstehen dann nicht und die Druckellipse bildet sich in der in Abb. 3 strichpunktierten Form aus. In diesem Fall entfällt auch die Notwendigkeit der Herstellung eines Sohlengewölbes, wenn nicht der Druck der Widerlager auf die etwa bei Gebirgswechsel in nachgiebiges Gebirge gelangende Fundamentsohle die Kohäsion des Materials überwindet und langsames Emporquellen in das Tunnelinnere verursacht, wie das beim Hausrucktunnel der Fall war, über den noch gesprochen werden wird.

In Eingangsstrecken und an Berglehnen kann der passive Druck dann sehr gefährlich werden, wenn das Gebirge preßbar ist und damit die Möglichkeit hat, seitwärts auszuweichen. In solchen Fällen sind die Widerlager so auszugestalten, daß sie die vom Firstdruck herrührenden Kräfte voll aufnehmen und daß der an der Fundamentsohle auftretende Schub kleiner bleibt als die Reibung des Mauerwerks auf dem Gebirge.

Auf die Gefahren der Außenschwarte des Gebirges, insbesondere der während der Eiszeit gletscherfrei gewesenen Gebiete, in denen jahrhunderttausendlang durch die angriffslustigen Niederschlagswässer physikalische Auflockerungen und chemische Zerstörungen der Gebirgsrinde vor sich gingen, macht Josef Stini⁹⁾ in überzeugender Weise aufmerksam. Unter Anführung ziffermäßiger Angaben bestimmt er auch unter anderem die zu fordernde waagerechte Gebirgsvorlage von Druckstollen in Abhängigkeit vom atü-Innendruck.

Nach Durchfahung der Außenschwarte hat man auch in plastischem oder von Natur aus und durch tektonische Kräfte gebräch gewordenem Gebirge mit aktivem Seitendruck zu rechnen, der meistens so erheblich ist, daß wegen des langsam erfolgenden Zusammengehens der Widerlager das Einlegen des Sohlengewölbes erforderlich wird. Die Druckprismen G , die in das Druckellipsoid übergehen, werden bestimmt, indem man die Gleitfläche als Winkelhalbierende zwischen der natürlichen Böschung vom Neigungswinkel ϱ und der rückwärtigen Widerlagerlaibung errichtet. Der Neigungswinkel ψ dieser Gleitfläche ergibt sich damit zu

$$\psi = \varrho + \frac{90 - \varrho}{2} \quad \dots \dots \text{(Gl. 7).}$$

Wie gut diese Kommerell'sche Theorie der für die Berechnung der äußeren Kräfte maßgebenden Druckkörper mit der praktischen Erfahrung übereinstimmt, zeigen die Erscheinungen in der nördlichen Eingangsstrecke des 8550 m langen

⁹⁾ Josef Stini: „Lehnenstollen und Lehnentunnel“. Ztschr. „Geologie und Bauwesen“ 1942, Heft 4. Verlag Jul. Springer, Wien.

Tauern-Tunnels, die zum Großteil grobes und feines Bachgeschiebe. zum Teil altes, durch Einschwemmungen des darübergelassenen Höhkarbachs ganz dicht gewordenes Bergsturzmaterial durchörterte (Abb. 4).

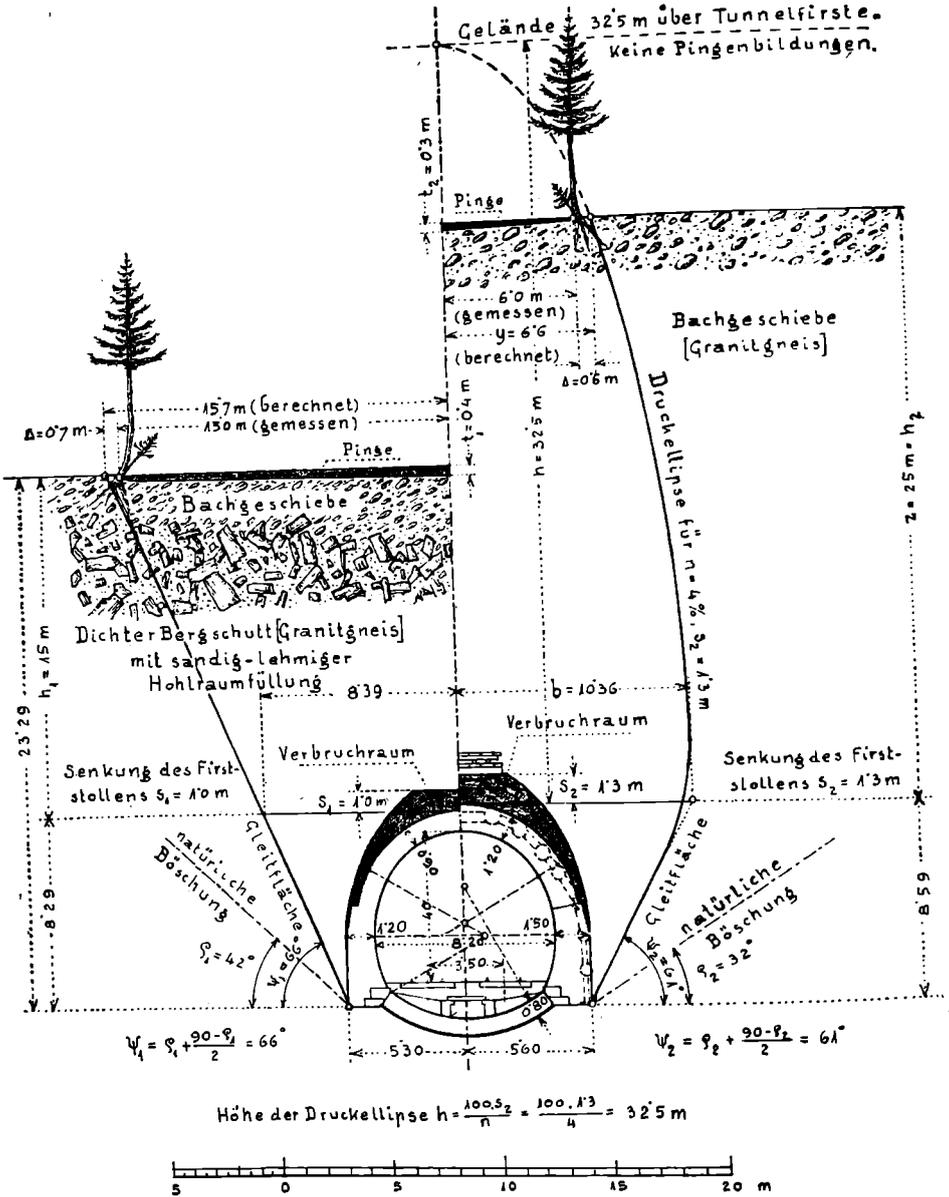


Abb. 4. Druckverhältnisse in der nördl. Eingangsstrecke des Tauern-Tunnels.

Diese 350 m lange zweigeleisige Tunnelstrecke wurde im Jahre 1902 ausgeführt und mußte mit schweren Druckprofilen von 90 bis 120 cm Stärke des Firstgewölbes und 120 bis 150 cm starken Widerlagern (in Kämpferhöhe) in bestem Bruchsteinmauerwerk aus Granitgneis mit Zementmörtel ausgekleidet

werden. Beim Übergang zum gewachsenen Fels (Granitgneis), dessen Oberfläche unter 22° zur Tunnelachse einfällt, während der Reibungswinkel für nasses und sandig-lettiges Geschiebe nur 17° beträgt, äußerte sich besonders starker Druck, so daß diese Übergangsstrecke im Gewölbe mit Granitgneisquadern ausgekleidet wurde. Die Ringlängen wurden zweckmäßig mit nur 6—7 m bemessen. Die wegen des Setzungsvorgangs einzuhaltende Höhenlage des Firststollens ergab sich zu 1,0—1,5 m als Abstand des äußeren Gewölbescheitels bis Unterkante der Firststollenkappe. Das durchwegs wegen Zusammengehens der Widerlager (Seitendruck) erforderliche Sohlengewölbe erhielt 65—80 cm Stärke. Die einzelnen Tunnelringe befinden sich nach wie vor in bestem Zustand. Wiederherstellungsarbeiten (Rekonstruktionen) oder auch nur die Auswechslung einzelner Steine sind seit Bauvollendung nicht nötig geworden. Das sehr druckhaft gewesene Gebirge ist längst in Ruhe gekommen. Die anfänglich bedeutend gewesenen aktiven Kräfte, deren Wirkung im „Tunnelbau“, Seite 337/38 u. Taf. IX, Abb. 9/10 (Lit. Note 8), bildlich dargestellt ist, sind durch langsame Wiederfestigung der Druckkörper seit dem Zeitpunkt, zu dem Deformationen des richtig dimensionierten Tunnelmauerwerks nach erfolgter Fertigstellung der Sohlengewölbe nicht mehr auftreten konnten, allmählich geringer geworden.

Während der Herstellung der einzelnen Ringe entstanden aber durch rasches Fortschreiten der Massenlockerung in diesem rolligen Gebirge nach aufwärts an der Tagesoberfläche die Pingen, wie sie Abb. 4 zeigt; sie entstanden in großer Breite bis zur Überlagerungshöhe von rund 18 m, von da ab bis zur Überlagerungshöhe von wenig über 30 m immer schmaler werdend; bei noch größerer Höhe waren Pingen nicht mehr aufgetreten; die Geländeoberfläche blieb ungestört.

Die beiden Profile (Abb. 4) habe ich 30 Jahre nach Erstellung dieser Tunnelstrecke neu aufgenommen. Die am Pingenrand einskizzierten Fichten, die 30 Jahre früher als kleine Bäumchen an dieser Stelle in schiefe Lage geraten waren, waren nunmehr zu 8—10 m hohen Bäumen auf dem abgekrümmten Stammteil senkrecht aufgewachsen, was beweist, daß seit Bildung der Pingen weitere Nachsetzungen des Gebirges nicht mehr stattgefunden haben.

Die natürliche Böschung wurde im verdichteten Bergsturzmaterial mit $\alpha_1 = 42^\circ$, im Bachgeschiebe mit $\alpha_2 = 32^\circ$ festgestellt. Daraus ergaben sich die Gleitflächen der Druckprismen mit

$$\psi_1 = 42 + \frac{90-42}{2} = 66^\circ$$

$$\text{und } \psi_2 = 32 + \frac{90-32}{2} = 61^\circ.$$

Aus Abb. 4 lassen sich nun die theoretischen Pingenbreiten bestimmen; sie ergeben sich:

Für die Bergschuttstrecke bei 15 m Überlagerung mit

$$23,29 \cdot \text{tg}(90^\circ - 66^\circ) + 5,30 = 15,7 \text{ m,}$$

für die Bachgeschiebestrecke bei 25 m Überlagerung durch Bestimmung der Koordinaten y und z des Durchstoßpunktes D der Druckellipse durch die Geländeoberfläche.

Aus der Geländeaufnahme ergab sich z mit 25 m.

Die kleine Halbachse der Druckellipse (Breite) ergibt sich zu

$$b = 5,60 + 8,59 \cdot \text{tg}(90^\circ - 61^\circ) = 10,36 \text{ m.}$$

Die große Halbachse (Höhe) der Druckellipse errechnet sich bei der festgestellten bleibenden Auflockerungsziffer von $n = 4\%$ aus Gl. (6) mit

$$h = \frac{100 \cdot s_2}{n} = \frac{100 \cdot 1,3}{4} = 32,5 \text{ m. Somit wird aus Gl. (5)}$$

$$y = b \cdot \sqrt{1 - \frac{z^2}{h^2}} = 10,36 \cdot \sqrt{1 - \frac{25^2}{32,5^2}} = 6,6 \text{ m.}$$

Man ersieht aus Abb. 4, wie nahe die theoretisch bestimmten Pingenbreiten mit der wahren gemessenen Breite übereinstimmen, womit auch dargetan ist, daß die Konstruktion der Druckkörper nach der Theorie Kommerells den wirklich auftretenden Belastungsverhältnissen entspricht, zum mindesten der wahren Größe der Druckkörper sehr nahe kommt.

Auch die größte Pingentiefe läßt sich unter Verwendung der Auflockerungsziffer bestimmen. Im Profil der Bachgeschiebestrecke (Abb. 4) beträgt die Firstsenkung $s_2 = 1,3$ m. Die Höhe h , bei der keine Pingenbildung mehr auftreten kann, ergibt sich nach Vorstehendem mit 32,5 m als jene Höhe, bei der ein weiteres Nachstürzen von Materialteilchen nicht mehr möglich ist, weil die Verfüllung des mit dem Porenvolumen des Druckkörpers identischen Verbrauchsraumes von der Höhe s_2 zufolge der bleibenden Auflockerung erreicht ist. Nun ist die Höhe des Geländes über Tunnelfirste aber nur $h_2 = z = 25$ m. Wenn nun x jene Höhe der Senkung bedeutet, die verhältnismäßig auf die Höhe h_2 entfällt, so besteht die Beziehung

$$h : s_2 = h_2 : x, \text{ woraus } x = \frac{s_2 \cdot h_2}{h} = \frac{1,3 \cdot 25}{32,5} = 1,0 \text{ m.}$$

Die Pingentiefe in der Tunnelachse ergibt sich daher zu

$$t_2 = s_2 - x = 1,3 - 1,0 = 0,3 \text{ m.}$$

Ebenso läßt sich für die Bergschuttstrecke die Pingentiefe t_1 mit 0,4 m bestimmen.

Aus diesen Darlegungen ergibt sich aber auch, welches Gewicht der Auflockerungsziffer zukommt, seit die Erddrucktheorie zur Entwicklung der Druckellipse geführt hat. Und in letzter Folge wird die in Theorie und Praxis übereinstimmende Tatsache klar, daß der auf Bauwerke ausgeübte Gebirgsdruck nur bei kleinen Überlagerungen von deren Höhe abhängig, bei tief liegenden Tunnelbauten jedoch von der Überlagerungshöhe *unabhängig* ist. Es werden nunmehr Probleme lösbar, die früher einer rechnerischen Behandlung nicht zugänglich waren.

Die vorstehenden Überlegungen beziehen sich auf den zufolge Auflockerung des Gebirges beim Arbeitsvorgang erzeugten Schweredruck, mit dem man es meistens zu tun hat. Die Erfahrung und Beobachtung hat aber gelehrt, daß der Tunnelbauer gelegentlich noch anderen Kraftäußerungen des Gebirges begegnen kann, die so außerordentlich groß sein können, daß auch die stärksten Mauerungsprofile nicht standhalten, sondern deformiert und zerquetscht werden und mit Sicherungseinbau versehen werden müssen. Es sind das zwei Arten von Kräften, erstens der *Blähungsdruck*, der einer Volumenvermehrung des durchörterten Gesteins durch die Berührung mit der im Tunnel immer feuchten Luft entspringt, wie z. B. bei der Durchörterung von Anhydrit und dessen Umwandlung in Gips, zweitens der rein tektonische Druck, dessen Ursache im Gebirge latent vorhandene Spannungen sind, die durch die Herstellung des

Stollen- und Tunnelholtraumes zur Auslösung kommen. Es sind die Molekularkräfte, über deren Größe noch nicht volle Klarheit herrscht, wenn auch durch die Forschungen Wiesmanns, v. Willmanns und Terzaghis u. a. das Wesen dieser Kräfte, die Art ihrer Entstehung und ihres Angriffs, dargestellt wurde.

Wenn nun Mauerungsringe, die durch solche eben angeführte tektonische oder Blähungskräfte zerstört und durch Sicherungseinbau vor dem Einsturz bewahrt wurden, während längerer Zeit stehen bleiben, so ergibt sich immer wieder die interessante Erfahrungstatsache, daß die im Laufe der Rekonstruktionsarbeiten erneuerten Ringe bei richtigem Arbeitsvorgang keine Zerstörungen mehr erleiden und in Ruhe verbleiben, wie das z. B. in der ganz große Schwierigkeiten bietenden Karbonzone des Karawankentunnels der Fall war, in der 480 m Tunnelröhre ganz oder teilweise wiederhergestellt werden mußten. Die Erklärung für dieses Verhalten liegt in einer mit Verlagerung der Molekularkräfte ins innere Gebirge verbundenen Schutzzonenbildung um das Bauwerk, das nun nur mehr unter Auflockerungsdruck steht.

Prof. Dipl. Ing. v. Rabcevicz der techn. Hochschule in Wien hat das Verhalten tektonischer Gebirgskräfte auf Grund der bisher vorliegenden wissenschaftlichen Erkenntnisse praktisch behandelt und eine Vorgangsweise des Stollen- und Tunnelausbaus in solchem Gebirge erdacht, die dazu führen kann, die gemauerten Einbauten vor dem Angriff dieser Kräfte zu bewahren und damit Rekonstruktionen möglichst zu vermeiden.

Anwendungen.

A. Der Kohlenbergbau Käpfnach bei Horgen am Zürichsee und die zu treffenden Sicherheitsmaßnahmen für den ungestörten Bestand der über dem abgebauten Flöz entstandenen Villenkolonie.

Dr. E. Letsch¹⁰⁾ berichtet ausführlich über dieses Kohlenvorkommen, das ich im Jahre 1933 anlässlich begutachtender Tätigkeit in Hinsicht auf Sicherheitsmaßnahmen befahren konnte.

Die ganze Gegend um den Zürichsee ist jungtertiären Ursprungs, gehört der Miozänstufe an und stellt obere Süßwassermolasse dar, deren petrographische Beschaffenheit sie als Schlemmprodukt alpinen Ursprungs erkennen läßt. Vorherrschend sind Mergel, die in unregelmäßiger Folge mit tonigen, nicht wetterbeständigen Sandsteinen wechseln. Auch alte Seekreiden mit vielen Schneckenresten und Mergelkalke treten auf.

Beide Ufergehänge des Zürichsees zeigen noch Reste des gewaltigen Stromes, der in der ersten Zwischeneiszeit das Zürichseetal aus den Molasseschichten herausformte. Auf den parallel zum See verlaufenden Hügelwällen, so auch auf dem in Rede stehenden Kohlengebiet, finden sich noch Randmoränen späterer Eisströme, die das Tal vor gänzlicher Schuttauffüllung bewahrten.

Das Flöz erstreckt sich auf etwa 6—7 km² und fällt mit den Molasseschichten im abgebauten Raum nur etwas mehr als 2° (4%) nach N ein, ist also fast schwebend. Die Mächtigkeit der reinen Kohle, die von schwachen Zwischenmitteln kohligem Mergelschiefers durchsetzt ist, beträgt 11—42 cm, im Mittel 23 cm. Ein zusammenhängendes Gebiet des bei Horgen in den Zürchersee ausbeißenden Flözes ist im Ausmaß von 1 km² abgebaut.

¹⁰⁾ Dr. Emil Letsch: „Die Schweizerischen Molassekohlen östlich der Reuß“. Beiträge zur Geologie der Schweiz, I. Lieferung, 1899 und XII. Lieferung, 1925. Verlag Kümmerly u. Frey, Bern.

Nach den Überlieferungen geht die erste Nachricht vom Abbau dieser Kohle ins 16. Jahrhundert zurück. Privater und staatlicher Kleinbetrieb wechselten im 17. und 18. Jahrhundert, worauf dann der Staat Zürich den Bergbau bis zu dessen Einstellung um das Jahr 1900 fortführte.

Der Heizwert dieser Kohle ist 4400 WE, doch ist der Aschenrückstand und der Gehalt an Schwefel (FeS_2) groß.

Die Kohle ist eine gasarme Schwarzkohle, jedoch keine Steinkohle, da sich in heißer Kalilauge kein Kaliumhumat bildet. Auch von den Braunkohlen unterscheidet sie sich durch ihre Farbe und ihr größeres spez. Gewicht ($\gamma = 1,6$). Arnold Escher von der Linth hat ihr deshalb den Namen „Molassekohle“ gegeben.

Das abgebaute Gebiet ist durch ein fachmännisch richtig angelegtes Stollennetz erschlossen und die Kohle in 70—80 cm hohem Strebbau hereingewonnen. Die fast durchwegs trockenen Abbaue wurden versetzt. Nach Berichten aus der Betriebszeit zeigte das Gebirge nirgends besonderen Druck, sondern es senkte sich das Hangende langsam und ohne ruckweise Bewegungen um 10—15 cm auf den preßbaren Versatz. Daraus ist zu erkennen, daß das abgebaute Feld zu einem Senkungsgebiet geworden ist, wie das ja bei der Freilegung großer Flächen durch Abbau schwebender Flöze regelmäßig der Fall ist, indem die ganze Hangendscholle geschlossen und ohne Auflockerung ihrer Bestandteile absinkt. Bei kleiner Absinkhöhe kann die Senkung zufolge der Elastizität der Schollenbestandteile ohne jeden Bruch erfolgen, wie das augenscheinlich im behandelten Gebiet der Fall ist, bei größerer Senkung entstehen am Schollenrand Bruchflächen.

Nun wurde aber hier nicht nur die Kohle gewonnen, sondern in zeitweise erheblichem Ausmaß der über dem Flöz bis zum Sandstein reichende graublaue Tonmergel mit 30—45% CaCO_3 , der als Rohmaterial für die Erzeugung von Portlandzement diente. Im Liegenden der Kohle findet sich ein braunschwarzer Mergel mit 5—10% CaCO_3 , der reich an Alkalien ist und während mehr als 100 Jahren ausgiebige Verwendung als Düngemergel fand.

Die Stollen sind nicht versetzt, aber auch nur selten durch Einbau gesichert, weshalb Decke und Ulmen allmählich verstürzen. Diese Strecken, in denen die Nebenprodukte gewonnen wurden, weisen durchwegs eine lichte Höhe von rund 3 m und abgebaute Breiten von mehreren Metern auf. Es waren noch freie Firstflächenbreiten bis zu 10 m feststellbar, da die Molasse anfänglich recht standfest ist, bis dann durch Schwinden der Bergfeuchtigkeit, durch den noch immer bestehenden natürlichen Luftstrom befördert, der Verfall beginnt. Auf große Strecken ist bereits erkennbar, daß die Ausbildung der Gleitflächen hinter den Stollenuhlen im Entstehen begriffen ist, wie dies das mit Koordinaten aufgenommene Profil, Abb. 5, zeigt. Mehrfach waren auch Stellen feststellbar, bei denen die Decke des rund 2 m breit vorgetriebenen Stollens in Firsthöhe auf 4,5—5 m Breite freilag. Aus Abb. 5 errechnet sich diese Breite bei 2,90 m Stollenhöhe theoretisch mit 4,78 m.

Die Beobachtungen der First- und Ulmenabbrüche in den vergangenen zwei Jahrzehnten ließen darauf schließen, daß die Durchschnittsgeschwindigkeit der Verbruchsfortpflanzung nach oben im Bereich der Molasse unter Berücksichtigung des Umstandes, daß mit zunehmender Ausbildung der Gleitflächen auch die Geschwindigkeit des Verbruchs etwas anwächst, mit rund 20 cm je Jahr angenommen werden kann. Unterstützt wird diese Annahme durch die bereits im Dez. 1920 gemachte schlimme Erfahrung, daß genau über dem in Seenähe angeschlagenen Stollen (im dortigen Grubenplan als Nr. IV bezeichnet) an zwei Stellen Pingenbildungen auftraten. Die Hauptstraße senkte sich, mit ihr auch die Gasrohrleitung. Die Wasserleitung erlitt Rohrbruch und ein Fabriksgebäude erhielt Risse.

Hier hatte kein Abbau stattgefunden; es bestand nur der im Jahre 1882 vorgetriebene Stollen, der sich jedoch selbst überlassen blieb und weder ausgemauert noch versetzt worden war. Nachdem nun die Straße nur 9 m über Stollen-

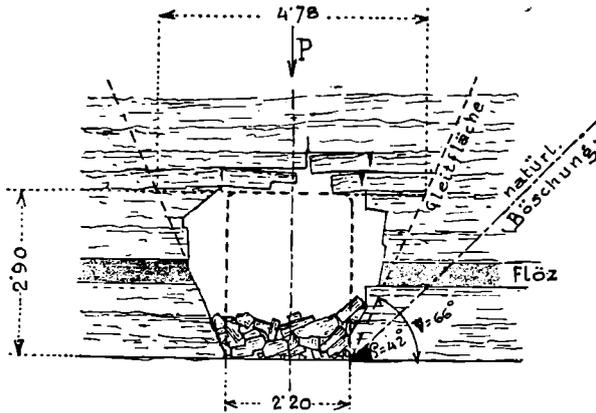


Abb. 5. Beginn der Gleitflächenausbildung.

firste liegt, benötigte der stetig vor sich gehende Verbruch mit der Ausbildung der Gleitflächen, innerhalb deren sich auch die Beschädigungen der Tagesoberfläche zeigten, 38 Jahre, was einer jährlichen Durchschnittsgeschwindigkeit von rund 24 cm entspricht.

Mit dem ansteigenden und parallel zum Seeufer streichenden Gelände nimmt die Mächtigkeit der Molasse zu und erreicht über dem abgebauten Gebiet 80 m als Hangendecke des Flözes. Es ist nun nicht leicht verständlich, wie sich nach dem erfolgten Warnzeichen der Pingebildung über dem Stollen IV auf dem stillgelegten Bergbau eine Villenkolonie bilden konnte, als ob der Bergbau gar nicht da wäre. Auf alle Fälle waren nun aber Maßnahmen zu ergreifen, um weitere Einstürze an der Tagesoberfläche zu verhindern.

Die Überlegung der anzuwendenden Maßnahmen führte dazu, die seenahen schwach überlagerten Strecken des engen Stollennetzes womöglich auszuwölben und, wo das wegen vorgeschrittener Verbrüche nicht mehr zugänglich war, mit gutem Trockenmauerwerk auszufüllen. Anschließend gegen das Berginnere mit zunehmender Überlagerungshöhe war Steinsatz (von Hand bis zur Decke gelegte, nicht bearbeitete lagerhafte Steine) vorzusehen; bei noch größerer Überlagerung mußte Steinwurf genügen und schließlich mußte eine Zone kommen, in der die verlassenen Stollen ohne weiteres dem Verbruch preisgegeben werden könnten, weil die Auflockerungsziffer des Hangenden das Aufsteigen der Verbrüche bis zur Tagesoberfläche nicht mehr zuließ.

Die Rechnung führte zu den folgenden Erkenntnissen:

1. Bei den ausgewölbten und ausgemauerten Strecken ist nur mit ganz geringer Setzung von Millimetern bis zu wenigen Zentimetern zu rechnen, so daß die maximale Auflockerungshöhe des Druckkörpers sich nach Gl. 6 < 1 m ergeben wird.
2. Für den nur lose eingebrachten Steinsatz aus leicht gewinnbarem Molasse-Sandstein ergibt sich unter Hinweis auf die Abb. 1 und 6, daß der bis zur Decke eingelegte Steinsatz durch das Bruchprisma erheblich zusammengepreßt wird.

Nun ist das spez. Gew. des Molasse-Sandsteins und festen Mergels . $\gamma = 2,5$.
 Das Raumbgewicht des losen Steinsatzes St beträgt $\rho' = 2,0$,
 das Raumbgewicht des durch den Druckkörper P gepreßten Stein-
 satzes St_p $\rho_1 = 2,4$.

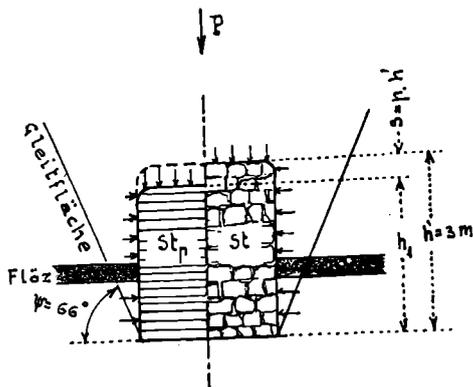


Abb. 6. Wirkung von Steinsatz als Versatz.

An Stelle der Volumen, mit denen bisher gerechnet wurde, kann man bei konstantem Querschnitt die Höhen setzen. Es ergibt sich daher sinngemäß

auch das Porenvolumen in Längeneinheit mit $p = 1 - \frac{\rho'}{\rho_1} = 1 - \frac{2,0}{2,4} = 0,167$ m.

Aus Abb. 6 ist die Höhe $h_1 = h' - p \cdot h' = h' \cdot (1 - p) = 3 \cdot (1 - 0,167) = 2,50$ m.

Damit wird der Verbrauchsraum $s = p \cdot h' = 0,167 \cdot 3 = 0,50$ m.

Bei einer Auflockerungsziffer des Hangendgebirges von $n = 5\%$ ergibt sich unter Anwendung von Steinsatz als Versatz die maximale Höhe des Auflockerungsdruckkörpers P, also die oberste Grenze der Molekularlockerung, nach Gl. 6 mit

$$h = \frac{100 s}{n} = \frac{50}{5} = 10 \text{ m.}$$

3. Der in seiner Ausführung schon erheblich billigere Steinwurf hat ein größeres anfängliches Porenvolumen als Steinsatz und kann aus technischen Gründen nur bis durchschnittlich 60 cm unter Firste reichend eingebracht werden. Unter Anwendung der Bezeichnungen in Abb. 6 ist daher die anfängliche Höhe des Steinwurfs im 3 m hohen Profil

$$h' = 2,40 \text{ m; Leerraum } L = 0,60 \text{ m}$$

$$\rho' = 1,8$$

$$\rho_1 = 2,4$$

$$p = 1 - \frac{\rho'}{\rho_1} = 1 - \frac{1,8}{2,4} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_1 = h'(1 - p) = 2,40 (1 - 0,25) = 1,80 \text{ m}$$

$$s = p \cdot h' = 0,25 \cdot 2,40 = 0,60 \text{ m};$$

$$\text{hiez u der Leerraum } L = 0,60 \text{ m}$$

$$\underline{s + L = 1,20 \text{ m.}}$$

Die oberste Grenze der Molekularlockerung des Druckkörpers P ergibt

$$\text{sich mit } h = \frac{100(s + L)}{n} = \frac{120}{5} = 24 \text{ m.}$$

4. Werden die 3 m hohen Stollen ohne jeden Einbau sich selbst überlassen, so ergibt sich die Grenze der Molekularlockerung mit

$$h = \frac{100 \cdot s}{n} = \frac{300}{5} = 60 \text{ m.}$$

Damit konnte nun das ganze Bergbauggebiet nach Maßgabe der Hangendüberlagerung an Molasse im Grundrißplan in folgende vier Zonen eingeteilt werden:

Zone 1 bis 10 m Überlagung: auszuwölbende oder mit gutem Trockenmauerwerk zu schließende Strecken;

Zone 2 bis 24 m Überlagung: mit Steinsatz voll auszuschlichtende Strecken;

Zone 3 bis 60 m Überlagung: mit Steinwurf zuzuwerfende Strecken;

Zone 4 mit Überlagerungen > 60 m: dem Verfall preiszugebende Strecken.

Ein überschlägiger Voranschlag dieser Sanierungsarbeiten ergab eine Kostensumme von rund schw. Fr. 1,000 000.—, was angesichts der Möglichkeit der Verteilung der ständig fortlaufenden Arbeiten durch mehrere Jahre und unter Berücksichtigung der hohen Besiedelungsdichte der ganzen Gegend, sowie des großen Wertes der nutzbaren Tagesoberfläche, eine verhältnismäßig geringe Belastung des Staates, der durch 200 Jahre den Bergbau betrieb, bedeutet.

B. Der Hausruck-Tunnel, dessen Zerstörung im südlichen Teil und der Zusammenhang mit dem seitlich oberhalb des Tunnels umgegangenen Kohlenbergbau.

Der 710 m lange eingeleisige Hausruck-Tunnel liegt in km 125,501 bis 126,211 zwischen den Stationen Holzleithen und Hausruck der Linie Attnang (Puchheim)—Ried i. Innkreis. Er führt in fast genauer SN-Richtung durch den Hausruck. Um 1880 herum wurde er erbohrt und in Ziegelmauerwerk ausgekleidet.

Das durchfahrene Gebirge ist gebirgsfeuchter Schlier, dichtgelagerter toniger Sand, der meist mit Schrämarbeit hereingewonnen werden konnte und anfänglich keine besonderen Druckäußerungen zeigte. Das führte auch, wie Berichten aus der Bauzeit zu entnehmen ist, dazu, die Verkleidung in Ziegelmauerwerk mit Kalkmörtel 60 cm stark auszuführen, indem zwei konzentrische Ringe von je 30 cm Stärke ohne jeden Verband vom Fundament bis zur Firste geführt wurden (s. Abb. 7).

Das war natürlich, vom heutigen Stand der Tunnelbautechnik aus betrachtet, ein ganz unmögliches Profil, da ihm jede Widerlagerausgestaltung fehlt, aber ebenso das Sohlengewölbe. Nicht einmal ein Entwässerungskanal war eingelegt worden, weil der Schlier während der Bauzeit kein Wasser führte. Es soll wohl streckenweise ein Sohlenpflaster vorhanden gewesen sein; in der 126 m langen

Wiederherstellungsstrecke in km 125,607 bis 125,733 vom Jahre 1920 war aber beim Sohlauchhub auch kein Pflaster gefunden worden. Wenn es vorhanden gewesen war, hatte es der andauernd wirkende Sohlenauftrieb, dem während des Bahnbetriebes jeweils von Zeit zu Zeit das Ausheben und Abführen des aufgetriebenen Schliermaterial folgte, zerbröckelt und gehoben, so daß es mit dem Aushub abgefördert wurde.

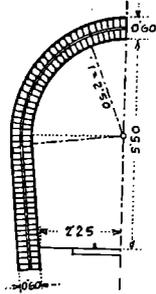


Abb. 7. Zerstörtes Profil des Hausruck-Tunnels.

Wie die Abtragung der gefährlich gewordenen Strecke in Ringlängen von 6,4 m zeigte, war das Tunnelmauerwerk ehemals an und für sich in recht guten Ziegeln und, abgesehen von der verbandlosen Ausführung der beiden konzentrischen Ziegelringe, einwandfrei ausgeführt worden. Das jedoch mit solchen Kardinalfehlern behaftete Profil konnte dem Gebirgsdruck auf die Dauer nicht standhalten; es war, wie noch gezeigt wird, von Haus aus dem Untergang geweiht, wie das ja auch bei manchen alten Tunneln aus den gleichen Gründen im In- und Ausland nach 40—45jährigem Bestand, bei einigen schon nach kürzerer Frist, der Fall war.

Den Hausruck-Tunnel schützte man rechtzeitig vor einem Einsturz. Als die großen Schalenablösungen als Folge immer bedeutender werdender Kantendruckungen in der Bruchfugengegend auftraten, stellte man den Betrieb ein und versah die Gefahrstrecke mit einem guten Sicherungseinbau.

Über die ständig zunehmenden Bewegungen des sich immer mehr deformierenden Tunnelmauerwerks hat die zuständige Bahnerhaltungssektion genaue periodische Messungen durchgeführt, indem zur Feststellung der söhnlichen Bewegungen zwischen eingemauerten Bolzen in Kämpferhöhe und zirka 15 cm über Schwellenhöhe die Horizontalabstände zwischen eingelassenen Bolzen festgestellt und die Bewegungen des Scheitels nivellitisch festgehalten wurden. Gegen Ende des Jahres 1919 betrug in den bereits am meisten deformierten Ringen das ständige Zusammengehen der Widerlager auf Schwellenhöhe innerhalb eines Zeitraumes von 114 Tagen 18—36 mm, die größte Scheitelsenkung 30 mm. Aber auch die Widerlager selbst senkten sich bis zu 16 mm, was nur unter gleichzeitigem Auftrieb des Schliers in das Tunnelinnere möglich war. Bezogen auf den ehemaligen Zustand des Bauwerks nach dessen Fertigstellung um 1880 erreichten aber die größten Maße der Verdrückung bis September 1919, also in rund 40 Jahren:

- an Scheitelsenkung 370 mm (alter Ring Nr. 29).
- an Zusammengehen der Widerlager 630 mm.

Die Gebirgsüberlagerung in dieser in so gewaltige Bewegung gekommenen Tunnelstrecke beträgt regelmäßig ansteigend 40—70 m.

Nun befindet sich über dem Tunnel in einer Höhe von rund 4,5 m über dem äußeren Gewölbescheitel ein 5 m mächtiges Braunkohlenflöz, das bis auf 20 m Entfernung von der Tunnelachse beidseitig abgebaut ist, wie Abb. 8 zeigt.

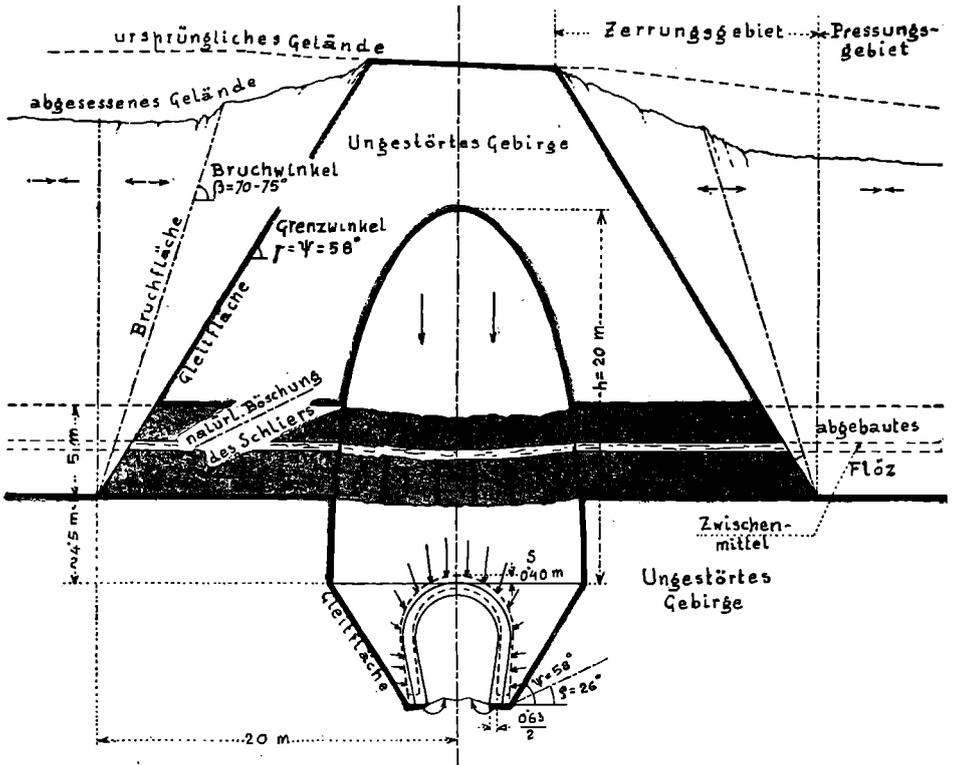


Abb. 8. Gebirgsstörungen durch den Berg- und Tunnelbau.
 Absinken der Tunnelröhre im Schlier = 0,40 m; Sohlenauftrieb.
 Zusammengehen der Widerlager = 0,63 m.

Die abgebauten Räume sind zu Bruch gegangen und die Geländestörungen reichen hoch hinauf. Im Vergleich zu den Störungen durch den Tunnel, wo zufolge Niedergehens der Tunnelfirste die Materialauflockerung zur Entstehung der Druckellipse führte, traf über dem Bergbau wegen der Größe der Abbaufäche wieder die Erscheinung des Absinkens der geschlossenen Hangendscholle ein, die bei dieser Bewegung erhebliche Störungen an der Tagesoberfläche erlitt.

Genauere Vermessungen im Ruhrkohlengebiet¹¹⁾ haben zur Feststellung geführt, daß bei Absinken der Hangendscholle sölhliche Bewegungen stattfinden, deren Größe nach erfolgtem Abbau mächtiger Flöze mehrere Meter betragen können. Diese Seitenbewegungen in den Erdschichten an der Oberfläche haben teils Zusammenstachungen, teils Dehnungen im Gefolge. Die Bergbauliteratur unterscheidet daher am oberen Rand der abgesessenen Hangendscholle Zerrungsgebiete und Pressungsgebiete (s. Abb. 8), denen ein ausgeglichenes Gebiet folgt, das sich im mittleren Teil der Senkungsmulde befindet, wo die größten Senkungen eingetreten sind.

¹¹⁾ Lehrb. d. Bergbaukunde mit besond. Berücksichtigung des Steinkohlenbergbaus von Dr. Ing. e. h. F. Heise u. Dr. Ing. e. h. F. Herbst, 1930. Verlag Julius Springer, Berlin.

Das Pressungsgebiet liegt noch über dem Abbau, das Zerrungsgebiet greift über diesen hinaus und man glaubte früher, daß die Grenze der Oberflächenbewegungen längs einer Bruchfläche mit einem „Bruchwinkel“ β von rund 70 bis 75° im Hangendgebirge, welche Bruchfläche zu den auffälligsten Zerrungserscheinungen über Tag führt, gegeben sei. Genaue Beobachtungen ergaben jedoch, daß die Abbiegung der Schichten und die Senkung des Geländes um 10 bis 15° über diese Bruchfläche hinausreicht. Der Winkel dieser Ebene wurde Grenzwinkel γ genannt. Damit kommt man aber wieder auf unsere in der Erddrucktheorie längst bekannte Gleitfläche unter dem Gleitwinkel ψ .

Das trifft auch hier zu.

Unterhalb dieser Gleitfläche bleibt das Gebirge ungestört, wie das aus Abb. 8 klar hervorgeht. Der Bergbau konnte deshalb auch keinen Einfluß auf den Bestand des Tunnels ausüben. Lediglich eine bei der Wiederherstellung eines Ringes am Beginn der Rekonstruktionsstrecke vom Bergbau erschlossene stärkere Quelle, die durch einen Querschlag (Stollen) des Bergbaus den Weg zum Tunnel fand, verursachte hier eine Erschwerung der Wiederherstellungsarbeit, weil sich die Erstellung einer Entwässerungsanlage oberhalb des Tunnels als notwendig erwies. Daß dabei Kohlenstücke und Grubenholzstempel der Querschlagszimmerung auf der äußeren Gewölbslaibung gefunden wurden, zeigt lediglich, daß bei dieser Arbeit wohl nicht leicht vermeidbare Verbrüche im Schlier über der Firste aufgetreten waren.

Die vom Bergbau herrührenden Gleitflächen durchschneiden sich in rund 37 m Höhe über dem Tunnel und veranlassen hier bedeutende Zerrungen, die aber auf das Liegende der Gleitflächen keinen Einfluß ausüben.

Nachdem nun die Scheitelsenkung des Tunnels nivellistisch mit 37 cm festgestellt worden war, über das Absitzen des Firststollens während der Errichtung des Tunnels aber keine Aufzeichnungen vorlagen, wurden behufs Feststellung der Höhe der Druckellipse als Gesamtmaß der Scheitelsenkung seit Baubeginn 40 cm angenommen, ein Maß, das in Wirklichkeit jedenfalls noch um 5—10 cm zu gering ist, was jedoch nicht mehr nachweisbar ist.

Bei der Auflockerungsziffer für diesen Schlier von $n = 2\%$ ergab sich die Höhe der Druckellipse mit

$$h = \frac{100 \cdot 0,40}{2} = 20 \text{ m (s. Abb. 8 und 9).}$$

Der maßgebende Gleitwinkel beträgt

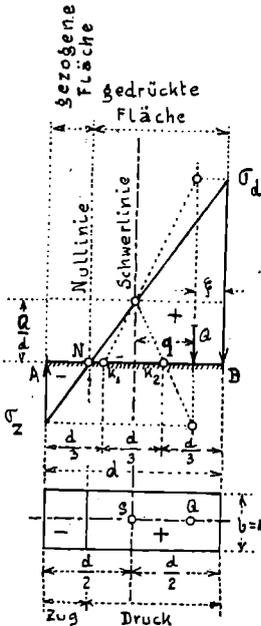
$$\psi = \varrho + \frac{90 - \varrho}{2} = 26 + \frac{90 - 26}{2} = 58^\circ.$$

Mit diesen beiden bekannten Größen konnten nunmehr die das Tunnelgewölbe beanspruchenden äußeren Kräfte, hervorgerufen durch die Druckkörper P_1 u. P_2 , das Druckprisma G und das Eigengewicht des gemauerten Tunnelgewölbes selbst, durch Rechnung als vertikal und horizontal wirkende Komponenten bestimmt werden.

Die graphostatische Behandlung ergab dann den zu suchenden Horizontalschub und Größe und Richtung der resultierenden Kräfte, sowie die in Abb. 9 eingetragene Gewölbe-Stützzlinie.

Wie außerordentlich ungünstig diese Stützzlinie verläuft, geht aus Abb. 9 hervor, da sie trotz des geringen Abstandes des Horizontalschubes von $H = 62$ t von der äußeren Laibung im Gewölbescheitel mit nur 10 cm die innere Laibung

Für die allgemein auftretenden Fälle bei Innenstrecken und auch bei Ein- gangsstrecken in quer zum Tunnel nicht steil geneigtem Gelände wurden für die großen Tunnelbauten der zweiten Bahnverbindung mit Triest in den Jahren 1901/09 sowohl für die eingelegigen wie die zweigelegigen Tunnel Normal-



A-B = Mauerwerksfuge d in m.
 N = neutrale Faser.
 K_1-K_2 = Kerndesfugenquerschnitts.
 Q = angreifende Kraft in t.
 σ_d, σ_z = Randspannungen.
 Grösse der Randspannungen:

$$\sigma_d = \frac{Q}{d} \left(1 + \frac{6q}{d}\right);$$

$$\sigma_z = \frac{Q}{d} \left(1 - \frac{6q}{d}\right).$$

Abb. 11. Die Druckverteilung im Mauerwerk.

profile in Korbbogenform mit kleinstem Halbmesser im Scheitel und zweckmäßiger Widerlagerausgestaltung ausgearbeitet, die sich sehr gut bewährten und den heutigen Erkenntnissen von der Wirkung der äußeren Kräfte entsprechen, wenn auch ein voller Verlauf der Stützlinie innerhalb des Kerns nicht erreichbar ist und deshalb noch kleine, jedoch für Zementmörtel noch unschädliche, Zugspannungen auftreten.

Wenn nun nach Abb. 11 der Abstand der angreifenden inneren Kraft Q (in t) mit q und die radiale Fugenbreite mit d (in m) bezeichnet wird, so ergeben sich nach den Lehren von der zusammengesetzten Festigkeit die maßgebenden Randspannungen in den Punkten B und A mit

$$\sigma_d = \frac{Q}{d} \left(1 + \frac{6q}{d}\right) \text{ in t/m}^2 \quad \dots \dots \text{(Gl. 8)}$$

$$\sigma_z = \frac{Q}{d} \left(1 - \frac{6q}{d}\right) \text{ in t/m}^2 \quad \dots \dots \text{(Gl. 9)}$$

$\frac{Q}{d}$ ist die mittlere Druckspannung (t/m^2) in der betrachteten Fuge bei der Fugentiefe $b=1$ (parallel zur Tunnelachse). N ist die neutrale Faser, die Nulllinie, wo weder Druck- noch Zugspannungen auftreten. Im Punkt B erleidet die Fuge den größten Druck σ_d , im Punkt A den größten Zug σ_z , eine negative Zahl.

Die Linie $\sigma_d - \sigma_z$ stellt die Verteilung von Druck und Zug in der Fuge A—B (radial gemessen) dar.

Greift die Kraft Q im Kernpunkt K_2 an, so rückt die neutrale Faser N in den Fugenrand A . Es wird $\sigma_z = 0$; die Fuge erleidet nur mehr Druck. Die Einflußfläche ist dann ein Dreieck; die Randspannung σ_d wird doppelt so groß, wie wenn Q in Fugenmitte angreifen würde. Greift aber Q im mittleren Fugendrittel, also zwischen K_1 und K_2 an, so können Zugspannungen auch nicht mehr auftreten. σ_z (aus Gl. 9) wird positiv. Die Einflußfläche geht in ein Trapez über; wenn Q genau in Fugenmitte angreift, bildet sie das Rechteck $\frac{Q}{d}$.

Diese ideale Druckverteilung, bei der der Angriff der Stützzlinie im mittleren Fugendrittel verläuft, wird wohl bei jedem Tunnelprofil, und zwar im Gewölbe zwischen Scheitel und Bruchfuge, wie in einem begrenzten Teil des Widerlagers je einmal erreicht (s. Abb. 9 und 10). An den kritischen Stellen jedoch, vor allem in Höhe der sog. Bruchfuge, dann im Scheitel und an der Fundamentsohle, hat nun der Ingenieur oder der Ingenieur-Geologe die Randspannungen zu ermitteln, die für die Inanspruchnahme des Mauerwerks und des Baugrundes im Fundament maßgebend sind.

Nun tritt aber bei Mauerwerk noch eine Schwierigkeit auf. Der Mörtel, insbesondere der Kalkmörtel, hat nur eine geringe Zugfestigkeit von etwa $K_z = 4 \text{ kg/cm}^2$, so daß bei größerer Zugbeanspruchung durch σ_z diese Fugen zu klaffen beginnen. (Bei Portlandzementmörtel kann mit $K_z = 20 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet werden.)

Es ist daher klar, daß sich bei Auftreten von Zugspannungen der Druck Q auf eine kleinere Fugenbreite als d verteilt. Da ist es am besten, die Zugspannungen ganz auszuschalten und nur mit den Druckspannungen zu rechnen.

Dabei ist zu beachten, daß sich auch die mittlere Spannung nicht mehr auf die Fugenbreite d , sondern auf eine kürzere Breite d_1 erstreckt (s. Abb. 12).

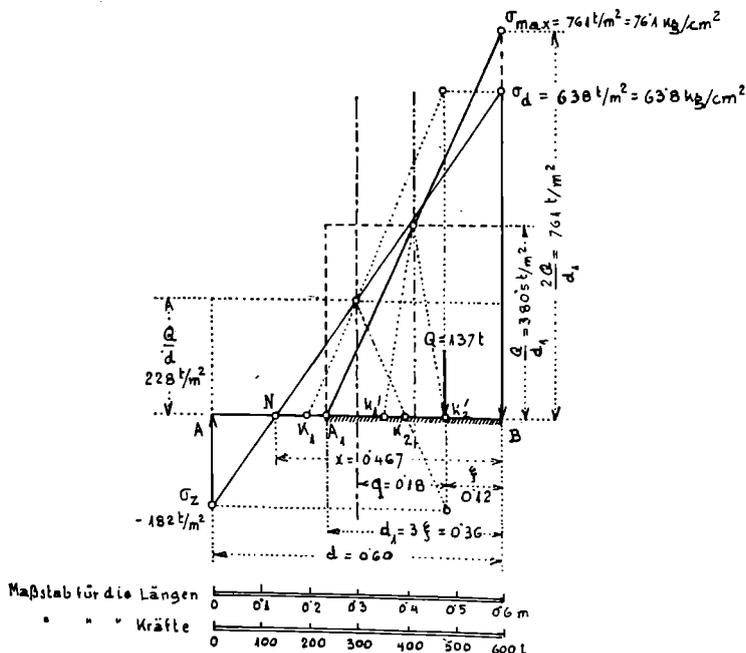


Abb. 12. Die Spannungsverteilung in der Fundamentsohle des zerstörten Profils ohne und mit Ausschaltung der Zugkräfte.

Diese Breite d_1 ergibt sich aus der Forderung, daß der gekürzte tragende Fugenteil nur noch Druckspannungen vom Wert 0 bis zum Wert σ_{\max} erleiden soll, daß also die Einflußfläche ein Dreieck wird und Q somit in einem neuen Kernpunkt K_2' angreift, der im Abstand ξ von der gespanntesten Faser liegt. Damit wird die wirksame Fugenbreite $d_1 = 3 \xi$ und es ist dann

$$\frac{Q}{d_1} > \frac{Q}{d} \text{ und } \sigma_{\max} > \sigma_d$$

Die also tatsächlich in Betracht fallende größte Randspannung wird daher

$$\sigma_{\max} = 2 \frac{Q}{d_1} = \frac{2Q}{3\xi} \dots\dots (\text{Gl. 10}).$$

Der Übersichtlichkeit halber soll als praktisches Beispiel die Durchrechnung der in der Fundamentsohle des alten Profils auftretenden Spannungen dargestellt werden.

Durch die statische Untersuchung ergab sich aus dem Kräftepolygon die Richtung und Größe der in der Fundamentsohle angreifenden Kraft Q mit 137 t, aus dem Seilpolygon ihr Abstand von der am meisten gepreßten Kante mit 0,12 m (Abb. 9).

Aus diesen beiden Größen rechnen sich die Randspannungen an den Fugenkanten B und A mit

$$\sigma_d = \frac{Q}{d} \left(1 + \frac{6q}{d}\right) = \frac{137}{0,60} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,18}{0,60}\right) = 638 \text{ t/m}^2 = 63,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{und } \sigma_z = \frac{Q}{d} \left(1 - \frac{6q}{d}\right) = -182 \text{ t/m}^2 = -18,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Lage der neutralen Faser N ergibt sich aus der Ähnlichkeit der Einflußflächen von Druck und Zug zu

$$x = \frac{d \cdot \sigma_d}{\sigma_z + \sigma_d} = \frac{0,60 \cdot 638}{182 + 638} = 0,467 \text{ m}.$$

Nun nimmt die Fundamentsohle überhaupt keine Zugspannungen auf. Die neutrale Faser N rückt daher in den Punkt A, im Abstand von $3 \xi = 0,36$ m. Die Länge A₁—B stellt nun den nur mehr auf Druck beanspruchten Fugenteil dar, der im Punkt B die größte Spannung erleidet mit

$$\sigma_{\max} = \frac{2Q}{3\xi} = \frac{2 \cdot 137}{3 \cdot 0,12} = 761 \text{ t/m}^2 = 76,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Durch den Ausfall an Zugspannungen steigt also die Kantenpressung von $\sigma_d = 63,8 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{\max} = 76,1 \text{ kg/cm}^2$ als maßgebende größte Kantenpressung.

Rückt nun die Kraft noch weiter gegen die Kante B, so nimmt σ_{\max} so bedeutende Werte an, daß die Bruchfestigkeit der Mauersteine überwunden wird und das Mauerwerk langsam zerstört wird, was sich durch Risse und Ablättern schalenförmiger Ablösungen anzeigt. In der Bruchfuge des in Rede stehenden Profils ist ξ nur mehr 3 cm. σ_{\max} stieg bei der dort angreifenden Kraft $Q = 115$ t auf 256 kg/cm^2 .

Die für beide Profile berechneten und graphisch überprüften maßgebenden Randspannungen zeigen folgende Resultate:

Randspannungen						
	im alten Profil (Abb. 9)			im neuen Profil (Abb. 10)		
	kg. cm ⁻²			kg. cm ⁻²		
	σ_z	σ_d	σ_{max}	σ_z	σ_d	σ_{max}
im Gewölbescheitel . . .	— 10,3	30,9	41,3	— 4,2	25,0	—
in der Bruchfuge	— 32,6	71,0	256,0	— 6,8	40,8	—
im Fundament	— 18,2	63,8	76,1	— 11,6	35,3	16,7

Wie früher schon erwähnt, ist das zerstörte Tunnelmauerwerk aus guten Ziegeln mit Kalkmörtel hergestellt worden, während das neue Mauerwerk des Wiederherstellungsprofils aus Granitgneis mit Portlandzementmörtel erstellt wurde. Die Druck- und Zugfestigkeit der verwendeten Materialien sind aber:

	K	K _z
	kg. cm ⁻²	
Kalkmörtel	40	4
gute Ziegel	250	16
Portlandzementmörtel	200	20
Granitgneis	1300	80

Der Vergleich dieser Festigkeitsziffern mit den berechneten größten Randspannungen zeigt, daß im alten Profil, vor allem in der Bruchfuge mit $\sigma_{max} = 256$ kg/cm², diese Randspannungen die Bruchfestigkeit erreichen und überschreiten. Es ist auch sehr wahrscheinlich, daß diese größte Kantenpressung von 256 kg/cm² im Laufe der langsam vor sich gehenden Deformation der Tunnelröhre durch das Zusammengehen der Widerlager noch anwuchs, weil die Stützlinie des Gewölbes sich an dieser Stelle dem Fugenrand noch mehr näherte, vielleicht sogar in das Tunnelinnere eintrat. Diese maximale Kantenpressung gilt aber nach allem Dargelegten nur für den Fugenrand und nicht für die ganze radiale Fugenbreite, denn die Spannungen nehmen ja vom Fugenrand gegen das Innere ab bis auf 0 in der neutralen Faser. Das ist auch der Grund weshalb das Tunnelgewölbe nicht plötzlich einstürzt, sondern erst allmählich. jedoch beschleunigt, der Zerstörung anheimfällt, weil der tragende Fugenteil durch die Abblätterungen an der inneren Gewölbelaibung immer kleiner wird. Um die sich ständig verringernde, tragende Fugenfläche im gefährdeten Bruchfugenabschnitt wieder zu vergrößern, wurden im Jahre 1919 20 000 Stück zerquetschte Ziegel neu ersetzt, wodurch es gelang, die Lebensdauer des Gewölbes etwas zu verlängern; aber auch diese neuen Ziegel wurden selbstredend langsam wieder zerstört.

Hätte man zur Zeit der Erstellung des Tunnels den Druckkörper und damit die angreifenden äußeren Kräfte bereits bestimmen können, so hätte man zur Überzeugung kommen müssen, daß das Bauwerk nicht von Bestand sein konnte und von Haus aus dem Untergang verfallen war. Der Ziffernvergleich für das neue Wiederherstellungsprofil, Abb. 10, zeigt hingegen, daß die Bruchfestigkeit auch in der Bruchfugengegend nicht erreicht wird, ja sogar innerhalb der erstrebenswerten sog. „zulässigen“ Druckfestigkeit des Granitgneises von $\frac{K}{20} = 65 \text{ kg/cm}^2$ bleibt; und selbst die reine Zugfestigkeit K_z des Portlandzementmörtels von 20 kg/cm^2 wird nur zu $\frac{1}{3}$, im Fundament zur Hälfte erreicht.

Nachdem ein Ausweichen des auch hier stark beanspruchten Gebirges, des Schliers, in der Fundamentsohle durch das Sohlengewölbe verunmöglicht wird, kann man der wiederhergestellten Tunnelstrecke einen Bestand von Jahrhunderten voraussagen.

Die Tragfähigkeit des Baugrundes wäre am besten mittels Versuches feststellbar. Daß sie beim alten Profil mit einer maximalen Kantendruckung von 76 kg/cm^2 überschritten wurde, steht außer Zweifel, weil die Widerlager nicht nur durch den aktiven Erddruck und die die Bewegungen befördernden starken Erschütterungen durch die rollenden Eisenbahnzüge in das Tunnelinnere gedrückt wurden, sondern im erheblichen Ausmaß von rund $0,4 \text{ m}$ unter Aufpressung des Schliers und Hebung des Geleises im Gebirge versanken. Es ist auch sehr fraglich, ob nicht beim Wiederherstellungsprofil mit einem Kantendruck von 35 kg/cm^2 die gleiche Erscheinung, wenn auch verlangsamt, auftreten würde, wenn nicht das Sohlengewölbe eingelegt worden wäre, das die Schub- und Auftriebskräfte dauernd aufnimmt.

Bei einer Innenstrecke, wie die hier behandelte, die in einem recht homogenen Gebirge liegt, ist die Ausführung des Sohl- und Firststollens, des Vollausruchs und der Mauerung für den erfahrenen Tunnelbauer einfach. Die Beobachtung der schon im Sohlstollen auftretenden Pressungen lassen erkennen, in welcher Höhenlage der Firststollen vorzutreiben ist, um der unvermeidbaren Senkung s bestmöglich Rechnung zu tragen (s. Abb. 3a).

Ist dieser Firststollen auf die notwendige Länge vorgetrieben, so setzt man die Gewölbstärke fest, die in diesem Ring zur Ausführung zu kommen hat. (Die Normalprofile, die für jeden Tunnelbau im Vorhinein festzustellen sind, sehen Verkleidungsprofile mit kleiner Gewölbstärke, dann leichte und schwere Druckprofile mit anwachsenden Stärken der Gewölbe und Widerlager vor.) Der Tunnelbauer wird nun die auszuführende Ringlänge zu bemessen haben, die um so kleiner zu wählen ist, je größer die in beiden Stollen auftretenden Druckerscheinungen sind. Er hat des weiteren anzuordnen, wie viele Gespärre der Jochzimmerung (Zentralstrebenzimmerung) je Ring einzubauen sind und welche Anzahl an Kronbalken und Wandruten, des fernerer welche Stärken dieser Hölzer und der Brust- und Mittelschwellen, sowie der Unterzüge und Ständer, die schließlich den ganzen Gebirgsdruck aufzunehmen haben, vorzusehen sind.

Sehr wichtig ist es, das Gebirge nach erfolgtem Vollausruch nicht auf dem Holz stehen zu lassen, sondern die Mauerung so rasch als möglich durchzuführen, um die Höhe des langsam entstehenden Druckkörpers so klein als möglich halten zu können. Daß bei Anschluß- und Schlußringen die Brust mit kräftigen Streben gegen Bewegungen in der Tunnelachse zu sichern ist, ist selbstverständlich. (Ein klares Bild eines solchen Brustverbaus zeigt Abb. 69 im „Tunnelbau“, Hdb. d. Ing. Wiss.; s. Literaturnote 8).

Treten im Gebirge Rutschflächen längs Schichtung, Bankung oder Klüftung auf oder liegen große Felsblöcke in rolligem Material, wie das in der Alluvial- und Bergsturzone des Tauerntunnels der Fall war, so sind wohl meistens besondere Abstützungsverstärkungen der Ausbruchszimmerung nötig. Der oberhalb des Tunnels sich bildende Druckkörper entsteht jedoch trotzdem nach den Darstellungen in Abb. 3 und 4.

Gänzlich anders verhält sich aber das Gebirge bei der Errichtung von Lehnentunneln und in Ein gangsstrecken, wo das Gelände quer zur Tunnelachse erheblich geneigt und die Überlagerungshöhe begrenzt ist, wovon schon früher kurz Erwähnung gemacht wurde. In solchen Fällen tritt der Druckkörper augenscheinlich nicht mehr in Form der normalen Druckellipse auf, da ja schon die Erfahrungen an geneigten Lehnen beweisen, daß der Druck von der Berg-

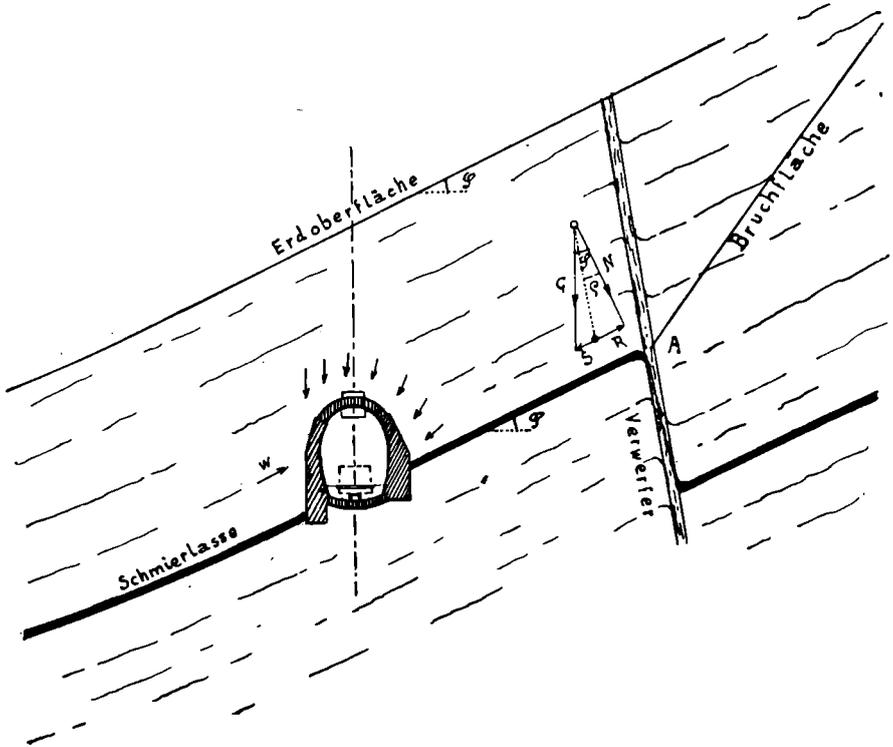


Abb. 13. Tunnel in geneigtem Gelände (Lehnentunnel).

seite her überwiegt und eine normale Tunnelröhre diesem Druck sehr oft nicht standhalten kann. Ist gar das Gebirge an der Talseite nachgiebig, so daß es passiven Erddruck nicht aufnehmen kann, so verschiebt sich der talseitige Erdkeil mit der ganzen Tunnelröhre; und diese geht oft rascher Zerstörung entgegen. Auch spielen in solchen Fällen sowohl Rutschflächen im Gebirge, wie auch die räumliche Lage (Streichen und Fallen) der Schichtung und Klüftung eine Rolle. Sogenannte „Schmierlassen“ als Folge früherer tektonischer Bewegungen — liegen diese Lassen konkordant in der Bankung oder sind es quer durchgreifende Verwerfer — sind besonders gefährlich, da das Hangende des oft tonig-lettigen, im Urgebirge meistens koalinhaltigen Bestegs nach erfolgtem Sohlstollenvortrieb, der die Schmierlasse etwa streichend aufschloß, schon bei

kleinem Einfallswinkel α zur Bewegung kommen kann. Bei $\alpha = 17^\circ$ Neigung kann der Reibungswinkel bereits erreicht sein, womit sich die Reibungsziffer $\mu = \operatorname{tg} \alpha$ mit rund 0,3 ergibt. Wenn N den Normaldruck des auf dem Besteg lastenden Hangenden bedeutet, so ist bekanntlich die auftretende Reibungsgröße $R = \mu \cdot N$. Hieraus läßt sich berechnen, welcher Druck bei jeder Neigung der Schmierlasse vom Hangenden auf das Bauwerk ausgeübt wird.

In Abb. 13 sei eine der mehrfachen Möglichkeiten skizziert, die bei geneigtem Gelände in Eingangsstrecken besondere Maßnahmen zur Sicherstellung des Bauwerks erforderlich machen.

Der Tunnel (vorerst der Sohlstollen) gerate in eine Schmierlasse, die in der Bankungs- oder Schieferungsfläche des geschichteten Gebirges (Gneis, Glimmerschiefer, Phyllit, Tonschiefer, Kalkglimmerschiefer, Serizitschiefer usw.) liege und ungefähr parallel zur Tunnelachse streiche. In geringer Entfernung oberhalb des Tunnels durchsetze ein ausgesprochener Verwerfer das Gebirge, der als jüngere tektonische Erscheinung die Gesteinsschichten vollständig durchschneide, deren Zusammenhang also trenne.

Der Reibungswinkel des Gebirges auf der Schmierlasse sei z. B. $\varrho = 17^\circ$ ($\mu = 0,3$), das Einfallen der Schichten $\varphi = 25^\circ$.

Da tritt ausgesprochener Druck von der Bergseite her auf. Die vom Tunnel bis zum Verwerfer reichende Gesteinsmasse hat das Bestreben, auf der Schmierlasse abwärts zu gleiten und wird das zufolge der über dem Tunnel entstehenden Auflockerung auch tun; der Verwerfer wird sich etwas öffnen, wenn es sich bei vorsichtigem Arbeitsvorgang im Vollausbruch vielleicht auch nur um Millimeter bis zu wenigen Zentimetern handelt. Das gibt aber sofort Anlaß, daß eine Bruchfläche im oberen Punkt A der Sprunghöhe der Verwerfung entsteht. Die Folge dieser Vorgänge ist ein Schub S , der von der Ebene der Schmierlasse bis zur Tunnelfirste auf das Bauwerk drückt. Seine Größe ergibt sich als Differenz der Gleitkomponente und des Reibungswiderstandes R , wird also

$$S = G \cdot \sin \varphi - \mu \cdot N = G (\sin \varphi - \mu \cdot \cos \varphi).$$

Das gibt einen bedeutenden Schub, dem ein typengemäßes Widerlager kaum standhalten würde. Das bergseitige Widerlager ist also zu verstärken. Wenn nun angenommen werden kann, daß das talseitige Widerlager in das Liegende der Schmierlasse fundiert werden könne und daß der talseitige Gebirgskeil nicht auch zur Bewegung komme, sondern daß dieser Gebirgskeil genügenden passiven Widerstand biete, der den Horizontalschub des Gewölbes voll aufnehmen könne, so läßt sich am besten mit Hilfe der Involution des Kreises Richtung und Größe der in den einzelnen Flächenelementen angreifenden äußeren Kräfte bestimmen. Kräfteplan und Stützlinie werden dann erweisen, in welchen Dimensionen und in welcher Form sowohl das bergseitige wie das talseitige Widerlager gemauert werden müssen.

Der Geologe wird festzustellen haben, ob das talseitige Gebirge dem aktiven Bergdruck von oben genügenden Widerstand zu bieten vermag oder ob man nicht mit ihm rechnen kann. Ist nicht genügender passiver Widerstand vorhanden, was z. B. sicher anzunehmen ist, wenn der Reibungswinkel ϱ der Erde gleich dem Neigungswinkel φ der Erdoberfläche ist, womit Gleitwinkel $\psi = \varphi$ wird, so bleibt nichts übrig, als die bisher senkrecht gehaltene Tunnelachse schief gegen die Bergseite zu neigen und ein ganz außergewöhnliches unsymmetrisches Tunnelprofil zu konstruieren, wobei auf das Normal-Lichttraumprofil der Eisenbahnen Rücksicht zu nehmen ist (s. Abb. 14). Das Tunnelprofil wird hiedurch größer, die Widerlager berg- und talseits werden auch erheblich größere Ausmaße erhalten. Die Fundamentsohle dieser Widerlager wird aus

statischen Gründen nicht mehr horizontal, sondern schief gegen das Berginnere zu geneigt sein. Solche Fälle kommen allerdings selten vor. Kommerell (Lit. Note 7) hat ein Beispiel behandelt und durchgerechnet.

Auf alle Fälle sind Lehnentunnel immer gefährlich, wie das die Theorie erkennen läßt und die Erfahrung vielfach bewies; und halbwegs günstig sind nur jene Fälle, in denen die Gesteinsbankung oder Schichtung nach der Bergseite zu einfällt. Aber auch das trifft nicht immer zu, weil die Klüftung zu ungünstigen Belastungsverhältnissen führen kann. Bevor ein solches Bauwerk in Angriff genommen wird, hat daher gründliche geologische Untersuchung voranzugehen. Dabei handelt es sich nicht nur darum, klarzulegen, welches Gebirge der Tunnel durchörtert wird und welche Wasserverhältnisse zu erwarten sind; der Ingenieur-Geologe hat möglichst klar den voraussichtlichen Einfluß der räumlichen Lage von Bankung und Klüftung, Verwerfern, Schleppungen, Gängen, tonigen oder kaolinischen Zwischenmitteln, von Gesteinsätteln und Mulden, Synklinalen und Antiklinalen darzulegen. Nicht unwichtig ist auch die Erhebung, ob der zu errichtende Lehnentunnel im Sinne der Erkenntnisse und Darlegungen Prof. Dr. Stiny's (Lit. Note 8) ein Gebirge durchörtert wird, das ehemals der Eiserosion ausgesetzt war oder nicht, weil ein zur Eiszeit gletscher-

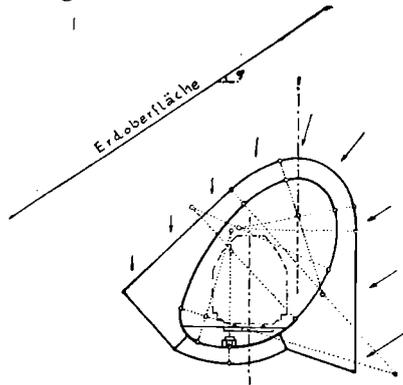


Abb. 14. Außergewöhnliches Tunnelprofil bei fehlendem passivem Widerstand talseits und aktivem Druck bergseits.

frei gebliebenes Felsgebiet die 20—40 m mächtige, wasserwegige und gelockerte Außenschwarte bildet, die bei Eingriffen meistens kräftige Druckerscheinungen äußert. Nie zu übersehen ist auch, das Augenmerk darauf zu richten, ob die Lehne, in der der Tunnel zur Ausführung kommen soll, zum Talzuschub neigt oder nicht¹²⁾. In solchen Hängen muß der Tunnel, wenn er auch länger wird, ins gesunde Innere des Berges gelegt werden.

Beim Bau von unterirdischen Räumen für Krafthäuser, über deren Anlage Prof. Dr. Stiny sehr bemerkenswerte Anregungen erteilt (s. Lit. Note 1), gelten selbstredend die gleichen Gesichtspunkte, wie sie für Eisenbahntunnel zu berücksichtigen sind. Stiny behandelt hier die Unterbringung von Krafthäusern in Nischen unter sog. „Balmen“, das sind natürliche oder durch Aussprengen in gesundem und biegungsfestem Gestein künstlich hergestellte Auskragungen (einseitig eingespannte Träger). Sind solche Balmen mangels genügender Biegungsfestigkeit nicht herstellbar, will man aber das Kraftwerk vor der Möglichkeit einer Beschießung aus der Luft sicherstellen, so kann man es auch unter-

¹²⁾ Josef Stiny: „Nochmals der Talzuschub“. Ztschr. „Geologie und Bauwesen“; Jahrgang 14, Heft 1, 1943. Springer-Verlag, Wien.

irdisch in einem möglichst senkrecht zum Streichen der Lehne auszuführenden Tunnel anlegen, dessen lichte Weite und Höhe bei halbwegs günstigem Gebirge erheblich größer gewählt werden kann, wie bei einem zweigeleisigen Eisenbahntunnel. Selbstredend ist für solche Fälle das gewählte Mauerungsprofil statisch zu untersuchen und gegebenen Falles behufs Erzielung guten Verlaufes der Gewölbestützlinie das zuerst angenommene Lichtraumprofil entsprechend abzuändern.

Zusammenfassung.

Nach einleitender Darstellung des Zusammenhanges von Auflockerungsziffer und Porenvolumen wird dargelegt, daß in jenen Tiefen der Erdrinde, in denen wir Untertagbauten errichten können, noch nicht mit einer durch Überlagerungsdruck erzeugten Plastizität der Gesteine zu rechnen ist. Diese Plastizitätszone liegt unter uns erreichbaren Tiefen. Die Druckäußerungen auf die in Ausführung stehenden und fertiggestellten Bauwerke entstehen durch bestimmte Druckkörper, deren Ausmaße sich nach der von Dr. Ing. Kommerell entwickelten Theorie, die auf der Verwertung der Gesteinsauflockerungsziffer beruht, feststellen lassen und deren Größe von der Setzung der Zimmerung und des ausgeschalteten Gewölbes, also von der Gesamtsenkung des künstlichen Einbaus vom Beginn der Arbeit bis zur Ruhelage des geschlossenen Mauerwerks, abhängt. An praktischen Beispielen wird die Übereinstimmung der Theorie mit der Erfahrung dargetan.

Auf die Bestimmung der Richtung und Größe der durch diese Druckkörper erzeugten äußeren Kräfte ist als reine Ingenieurarbeit, die sich umfangreich gestaltet und die Beherrschung der Erddrucktheorie und graphischen Statik zur Grundlage hat, verwiesen. Das Wesen der inneren Kräfte im belasteten Mauerwerkskörper, die Verteilung der Spannungen und deren Größenberechnung wird eingehender behandelt, damit auch der Geologe, falls er nicht selbst schon Statiker ist, sich bei seinen Überlegungen und bei der Beobachtung von etwaigen Mauerwerksbeschädigungen ein zutreffendes Bild vom Auftreten der wirksamen Kräfte machen kann. Schließlich wird noch der Frage der fast immer gefährlichen Lehnentunnel gedacht und dargelegt, auf welche hauptsächlich geologischen Erscheinungen das Augenmerk besonders gerichtet sein möge, damit der Geologe und der Ingenieur in gemeinsamer Arbeit zur bestmöglichen Lösung der oft schwierigen Aufgaben gelangen können, ohne begonnene Baudurchführungen wieder einstellen und Linienänderungen vornehmen zu müssen.

Am Beispiel des Hausruck-Tunnels wurde gezeigt, daß die rein gefühls- und handwerksmäßige Durchführung von Tunnelbauten zu Ergebnissen führt, die im Lauf weniger Jahrzehnte umfangreiche Wiederherstellungsarbeiten notwendig machten und noch machen; Ingenieur und technischer Geologe werden jedoch heute unter Anwendung der wissenschaftlichen Erkenntnisse, Theorie und Praxis vereinend, die Untertagbauten so zu errichten verstehen, daß bei Auswahl entsprechenden und auf Festigkeit, gegebenen Falles auch auf Frostbeständigkeit geprüften Baumaterials mehrhundertjähriger Bestand der aufs nötigste Kleinmaß dimensionierten Gewölbe und Widerlager gegeben erscheint.