Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 87 (1969)

Heft: 34

Artikel: Scherversuche in Sondierstollen: Interpretation der Ergebnisse und deren Einführung in die felsmechanische Stabilitätsrechnung: Vortrag

Autor: Gilg, Bernhard

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-70750

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

87. Jahrgang Heft 34 SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG 21. August 1969

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Scherversuche in Sondierstollen

DK 624.131.388.4

Interpretation der Ergebnisse und deren Einführung in die felsmechanische Stabilitätsberechnung

Von Dr. sc. techn. **B. Gilg**, Zürich

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik vom 3. Mai 1968 in Lugano

1. Einleitung

Ein Gebirgskörper, der nicht ausserordentlich homogen ist, entzieht sich meist von vorne herein einer exakten Berechnung. Nur bei besonders gleichmässiger Anordnung von Schichtung und Klüftung dürfte eine auf dreiaxige Anisotropie gegründete räumliche Elastizitätstheorie den Problemen gerecht werden. Dabei wird der Rechenaufwand selbst bei Anwendung von Computern erheblich. Zur Illustration diene etwa das in Bild 1 dargestellte Sedimentgestein – ein stark tektonisierter und durch Kalzitintrusionen mehrmals wieder verheilter Dolomit –, welches in dieser Form grosse Teile der Fundation der Staumauer Punt dal Gall bildet.

Hier wie andernorts besteht ein sinnvolles Vorgehen darin, dass man dem felsmechanischen Problem mit möglichst einfachen Näherungsformeln zu Leibe rückt, dafür aber mehrere Verhaltenshypothesen des Felsens aufstellt. Für jede Verhaltenshypothese ergeben sich Berechnungsresultate, welche sorgfältig zu analysieren sind. Auf diese Weise erhält man Auskunft über die mögliche Beanspruchung des Felsens, welche in jedem Fall in den zulässigen Grenzen bleiben muss. Natürlich ist eine umfassende Untersuchung der Gebirgseigenschaften erste Bedingung, um auf die eben beschriebene Weise zu einem befriedigenden Resultat zu gelangen. Die Versuchswerte werden im allgemeinen stark streuen, es sei denn, man habe es entweder mit einem sehr speziellen Gestein zu tun oder die gewählten Prüfmethoden seien systematisch einseitig. Dies kann allerdings zu gefährlichen Fehlschlüssen führen; deshalb sei hier ausdrücklich davor gewarnt, in allzu gleichmässige Versuchsresultate grosses Vertrauen zu setzen.

2. Der dreiaxiale Scherversuch als Beispiel

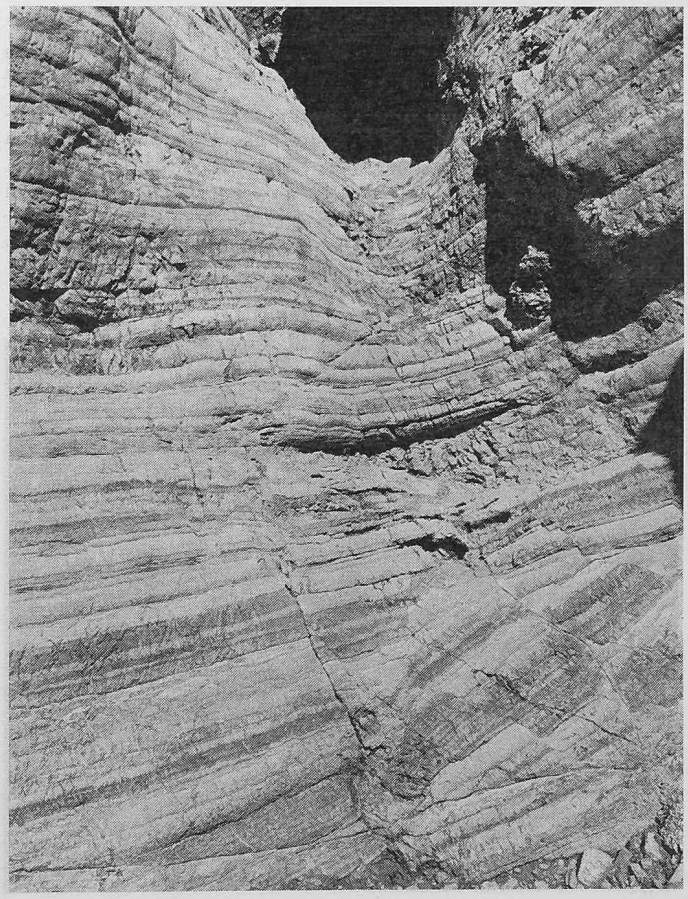
Eine relativ einfache und deshalb noch immer beliebte Methode ist die Bestimmung der Gesteinsfestigkeit anhand von Bohrkernen im Laboratorium. Bei relativ homogenen Gesteinsarten können diese Versuche durchaus repräsentative Werte liefern. Dagegen gibt es zum Beispiel Felsmassive, welche einen durchaus standfesten Baugrund darstellen, obschon sich nur ein geringer Prozentsatz der Bohrkerne für Laborversuche eignet. Hier würden also solche Prüfmethoden ein zu ungünstiges Bild liefern. Sie können aber in gewissen Fällen auch ein zu optimistisches Resultat ergeben.

Also bleibt als untrüglicher Versuch meist nur derjenige an Ort und Stelle! Nun ist es aber naturgegeben, dass die Festigkeitseigenschaften eines geschichteten und geklüfteten Gesteins nicht ein einaxiales Problem darstellen, sondern mehr oder weniger stark von der allseitigen Beanspruchung abhängen. Also schreiten wir zum Triaxial-Test, für welchen zum Beispiel die in Bild 2 abgebildete Installation benützt werden kann. In einem Stollen wird nach möglichst zerstörungsfreier Entfernung der Sohlpartie mittels Bohrhammer oder Kronenbohrung ein 50–100 cm tiefer Zylinder mit ebenso grossem Durchmesser (je grösser die Abmessungen sind, desto besser!) freigelegt. Um den Zylinder herum wird ein Spiel von Flachpressen eingepasst und mit einem Stahlkabel umspannt. Von oben kommt über einen Betonaufsatz der Stempeldruck. Belastet wird der Prüfkörper mit dem Stempel (σ_1) und mit den Flachpressen (σ_3). Gemessen werden die vertikalen und horizontalen Verschiebungen. Das Bild 3 gibt eine Vorstellung der Einrichtung in einem Sondierstollen. Als massgebende Grösse für den Versuch gilt der Bruch des Gesteinskörpers. Deshalb besitzt dieser Versuch gegenüber einem triaxialen Schertest an einem Erdkörper den grossen Nachteil, dass er einmalig ist. Erfolgt der Bruch nämlich unter einem bestimmten Verhältnis von σ_1 zu σ_3, so kann am selben Prüfkörper kein zweiter Versuch mehr angestellt werden. Das ständige Wechseln des Prüfortes wird die Streuung der Resultate erhöhen, bietet aber andererseits die Gelegenheit, möglichst viele Stellen des Gebirges zu untersuchen.

Ein spezielles Problem ist natürlich die Definition des Bruches: Das Bild 4 zeigt den Verlauf der in 4 Punkten gemessenen Setzungen des Prüfzylinders. Ein erster Versuch wurde mit Seitendruck bis 50 kg/cm² und Vertikaldruck bis 120 kg/cm² ausgeführt. Da zum Teil beträchtliche Verformungen auftraten, wurden die Spannungen zurückgenommen, wobei grosse Restverformungen übrigblieben. Beim zweiten Aufbringen der Last ergaben sich viel geringere Deformationen. Darauf wurde die Vertikalspannung auf 205 kg/cm² gesteigert und – da der Bruch nicht eintrat – der Seitendruck stufenweise abgebaut. Als dieser nur noch 15 kg/cm² betrug, wurde der Vertikaldruck nochmals gesteigert, bis bei $\sigma_1 = 250$ kg/cm² plötzlich eine starke Deformation auftrat, welche eindeutig als Bruch zu bezeichnen war.

Zwei andere Versuche sind aus Bild 5 ersichtlich. Beim ersten Versuch wurde die intakte Stollensohle belastet. Der Seitendruck σ_3 ist hier unbekannt, jedoch zeigt die Berechnung eines elastischen und homogenen Untergrundes, dass er in der Nähe der Belastungsfläche Werte annimmt, die der Normalspannung σ_1 nahekommen. Damit wird erklärt, warum beim Versuch kein Bruch eintrat. Im zweiten Versuch wurde der Seitendruck weggelassen: $\sigma_3 = 0$. Der Vertikaldruck wurde in mehreren Stufen bis 150 kg/cm² gesteigert. Da aber bei rund 100 kg/cm² in verschiedenen Punkten eigentlich schon unzulässig grosse Setzungen auftraten, wurde die Beanspruchung mit 100 kg/cm² bei 0 kg/cm² Seitendruck festgelegt.

Bild 1. Stark tektonisierter dolomitischer Kalk, wie er beim Ausbruch der Widerlager einer Staumauer zutage trat



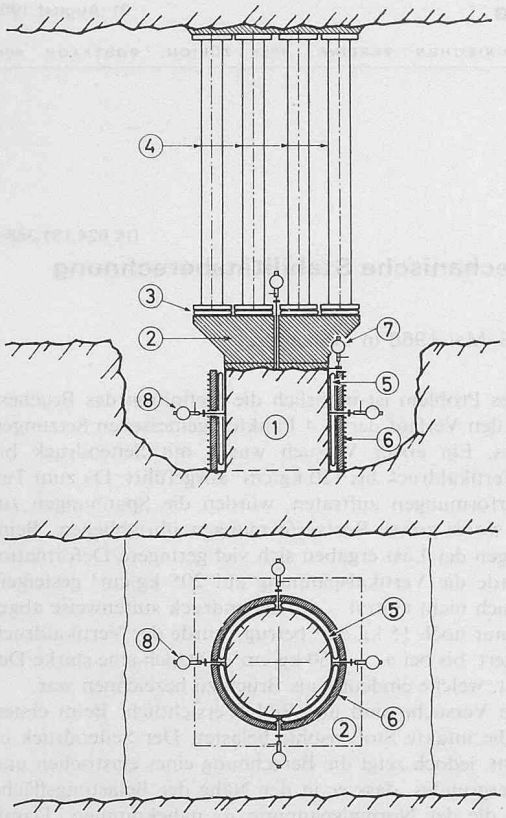


Bild 2. Installation zur Durchführung triaxialer Scherversuche: 1 Probekörper, 2 Betonblock, 3 Druckkissen für Vertikaldruck, 4 Tragkonstruktion, 5 Druckkissen für Seitendruck, 6 Stahlmantel mit Vorspannkabel, 7 Messuhren für Vertikaldeformationen, 8 Messuhren für Horizontaldeformationen

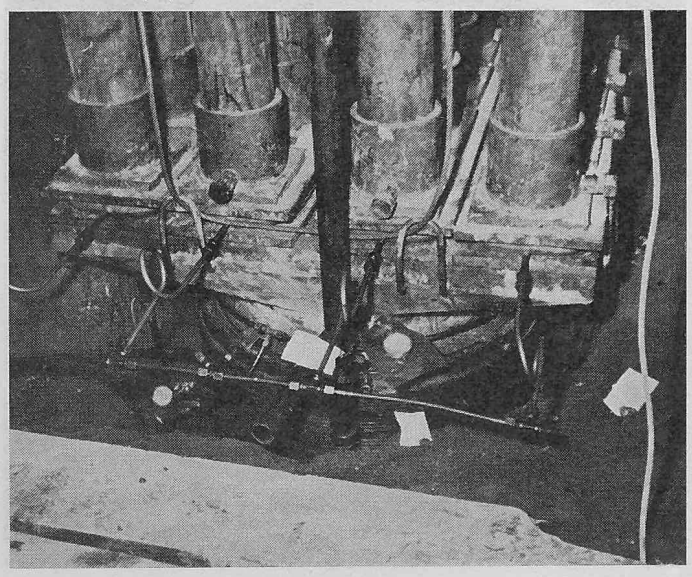
3. Die Resultate

Wenn wir nur die wichtigsten Ergebnisse betrachten, so lässt sich aus den 6 verschiedenen Versuchen die Tabelle 1 aufstellen, welche die beim jeweiligen Bruch korrespondierenden Spannungen σ_1 und σ_3 enthält:

Versuch	1	2	3	4	5	6
σ_1 (kg/cm²)	107	250	252	146	250	160
σ_3 (kg/cm²)	—	15	63	100	75	80

Diese Tabelle könnte vorerst etwas entmutigen. Stellt man nämlich die mit den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 konstruierten Mohr'schen Kreise zusammen, so erkennt man keine eigentliche Umhüllende. Natürlich liesse sich die Zahl der Versuche erhöhen. Dies war aber im vorliegenden Fall nicht möglich, so dass man mit Hilfe der relativ wenigen Resultate eine Wahrscheinlichkeitsrechnung durchführen musste. Wir werden darauf im nächsten Abschnitt zurückkommen.

Bild 3. Photographie der Installation nach Bild 2



Als weiteres Resultat gewinnt man aus den voranstehenden Versuchen den Elastizitätsmodul und eventuell die Querdehnungszahl, auf deren Berechnung wir aber nicht im einzelnen eintreten wollen. Auch hier sind die Streuungen ziemlich stark. Der Schwankungsbereich für den E-Modul liegt zwischen 30 t/cm² und 300 t/cm², was allerdings nicht der Wirklichkeit entspricht, weil sich der triaxiale Versuch eben für E-Modul-Messungen nicht sehr gut eignet. Vergleicht man übrigens die am Triaxialversuch ermittelten Werte mit den Resultaten der ebenfalls an dieser Sperrstelle ausgeführten Ringbelastungsversuche, so ergibt sich bei den ersten zwar ein grösserer Streubereich, jedoch erhält man sehr ähnliche Mittelwerte für den Elastizitätsmodul.

4. Interpretation

Kommen wir zurück zu unserem Hauptproblem, nämlich auf die Berechnung der Sicherheit des Bauwerkes. Es handelt sich nun also darum, aus den streuenden Resultaten repräsentative Festigkeitseigenschaften zu ermitteln. Eine erste Bestimmung wurde wie folgt vorgenommen: Im Bestreben, die Arbeitshypothesen möglichst zu vereinfachen und der Streuung bzw. der Unsicherheit der Versuchsresultate bei der Bestimmung des Sicherheitsfaktors Rechnung zu tragen, wurde die bekannte lineare Funktion für die Scherfestigkeit s in Funktion der Kohäsion c, des Reibungswinkels φ und der Normalspannung σ_n, das heisst

$$s\ [\mathrm{kg/cm^2}] = c\ [\mathrm{kg/cm^2}] + \mathrm{tg}\ \varphi \cdot \sigma_n\ [\mathrm{kg/cm^2}]$$

so aufgestellt, dass die Summe der Quadrate der Abstände dieser Schergeraden von den aus den verschiedenen Versuchen bestimmten Mohr'schen Bruchkreisen minimal wird.

Bild 6 erläutert den Gang dieser Wahrscheinlichkeitsrechnung. Mittelst einfacher geometrischer Überlegungen erhält man die Abweichung v eines Versuches von der theoretischen Schergeraden zu

$$v = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\varphi + c \cos\varphi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Die Summe der Fehlerquadrate wird nach den beiden gesuchten Grössen c und φ abgeleitet und der entsprechende Ausdruck $= 0$ gesetzt. So ergeben sich die wahrscheinlichsten Werte.

$$\sin\varphi = \frac{\Sigma\,\sigma_1^2 - \Sigma\,\sigma_3^2 - \dfrac{(\Sigma\,\sigma_1)^2 + (\Sigma\,\sigma_3)^2}{n}}{\Sigma\,\sigma_1^2 + 2\,\Sigma\,\sigma_1\,\sigma_3 + \Sigma\,\sigma_3^2 - \dfrac{(\Sigma\,\sigma_1 + \Sigma\,\sigma_3)^2}{n}}$$

und

$$c = \frac{\Sigma\,(1 - \sin\varphi)\,\sigma_1 - \Sigma\,(1 + \sin\varphi)\,\sigma_3}{2\,n \cdot \cos\varphi}$$

wobei $n = 6$ (Anzahl Versuche)

Im Falle von Punt dal Gall betrugen die gesuchten Grössen:
$\varphi = 25°$
$c = 18$ kg/cm²

Wichtig für die Beurteilung dieser Werte ist nun die mittlere Abweichung eines Versuches. Auf Grund der bekannten Ausdrücke für die Fehlerrechnung ergibt sich eine mittlere Abweichung für den Einzelversuch von 50%. Dieser Abweichung muss natürlich bei der Beurteilung des Sicherheitsfaktors die nötige Beachtung geschenkt werden.

5. Grundlagen einer Widerlagerberechnung

Aus der statischen Berechnung eines Bauwerkes werden Spannungen erhalten, welche es infolge von Eigengewicht, Nutzlast, Temperaturverformungen und seismischer Erschütterungen auf den Untergrund abgibt. Diese erzeugen im Fels einen Spannungszustand, welcher sich dem bereits bestehenden überlagert. Bilder 7 und 8 zeigen diese Beanspruchung im Falle der Gründung einer Bogenstaumauer.

Es soll nun erläutert werden, wie die Standsicherheit des Widerlagers bzw. des Untergrundes rechnerisch überprüft werden kann, wobei die nachstehenden geologischen und mechanischen Gegebenheiten eine Rolle spielen:

1. Spannungszustand im Fels infolge Felsgewicht und Restspannungen sowie Belastung durch die Staumauer.
2. Auftrieb im Fels
3. Geologische Struktur
4. Festigkeitswerte des Felsens bezüglich Bruch und Schub.

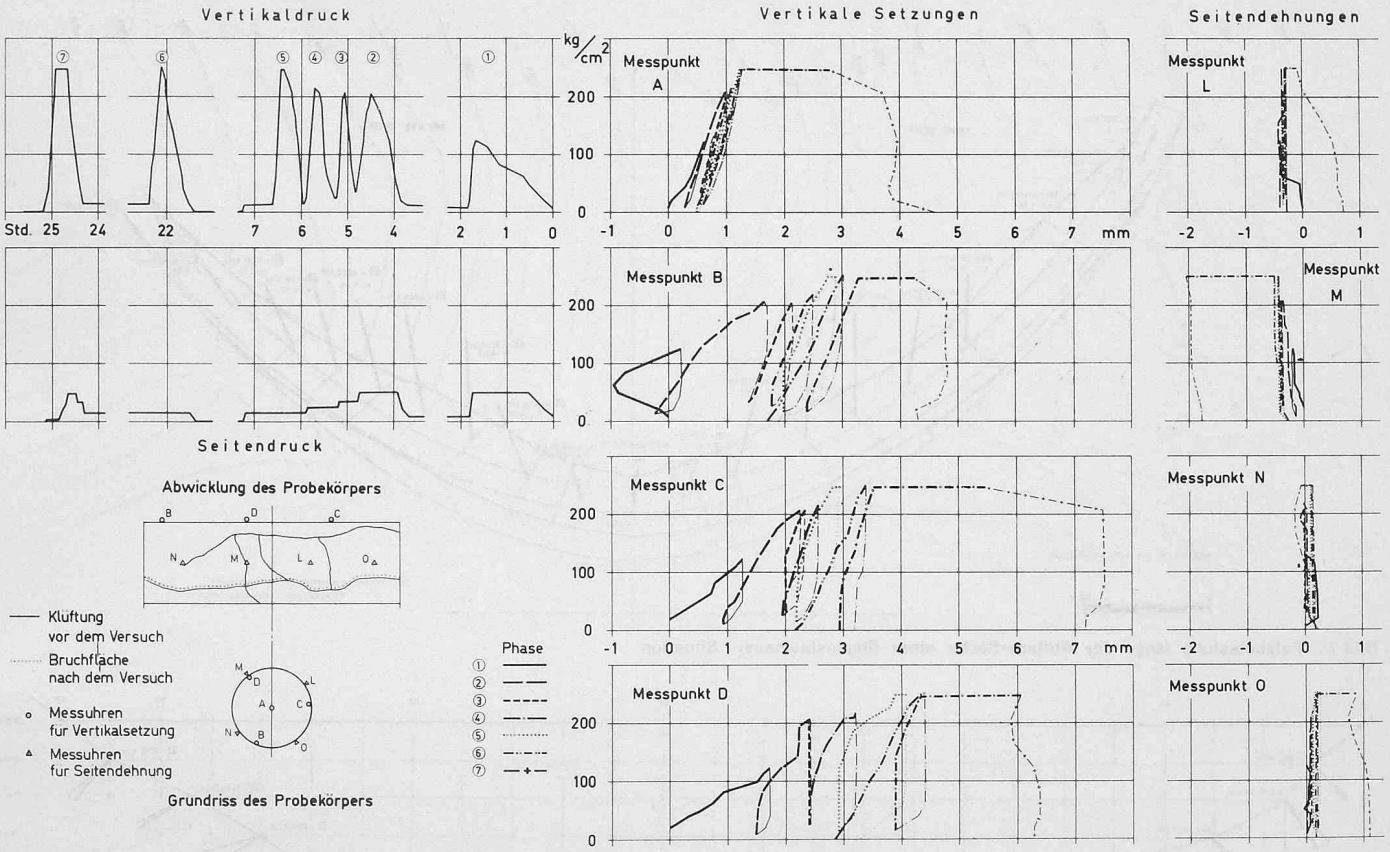


Bild 4. Triaxialversuch in mehreren Phasen mit verschiedenen Seitendrücken: Messpunkt A in der Mitte des Zylinders, Messpunkte B, C, D am Zylinderrand, Messpunkte L, M, N, O in der Mitte der Mantelfläche

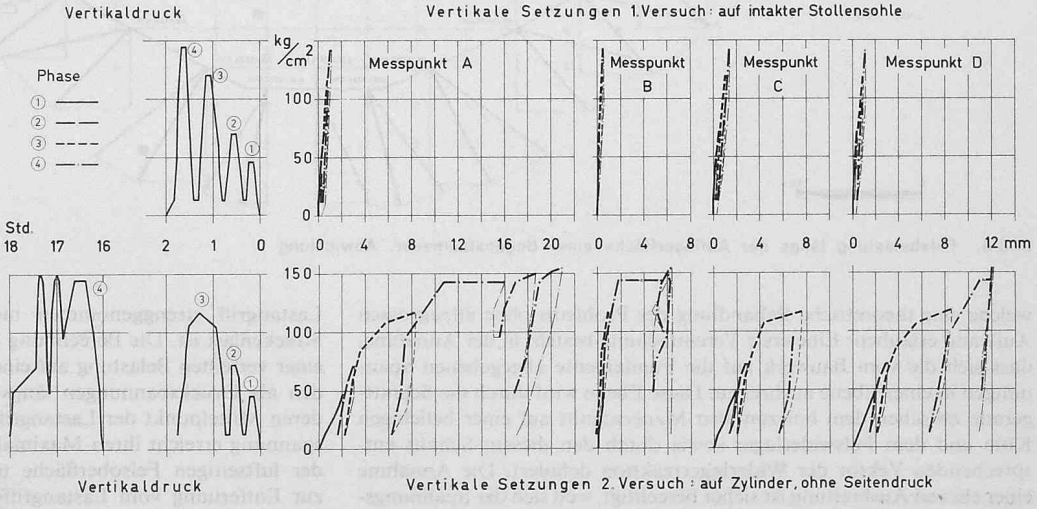
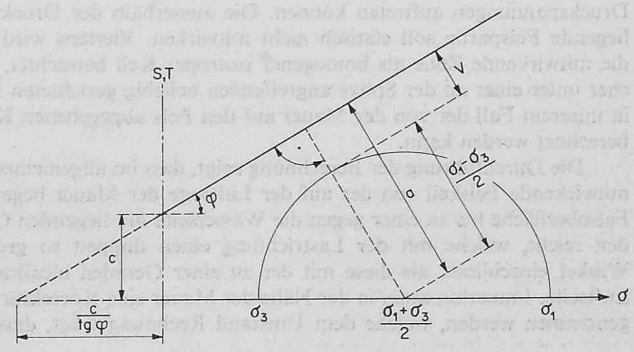


Bild 5. Spannungs-Setzungs-Diagramme für zwei Versuchsarten. Oben: Belastung der intakten Stollensohle, Messpunkt A in der Mitte, Messpunkte B, C, D am Rand der Belastungsfläche; unten: Triaxialversuch ohne Seitendruck, Anordnung der Messpunkte wie oben

Im übrigen lässt sich die Stabilität des Felsens am besten durch einen Sicherheitsfaktor ausdrücken. Dieser bezieht sich entweder auf lokale Bruchspannungen oder auf einen ganzen Bruchzustand. Im *ersten Fall* gilt es, den im Fels infolge der äusseren Belastung auftretenden Spannungszustand zu ermitteln, die neue Beanspruchung dem Eigenspannungszustand zu überlagern und den Sicherheitsfaktor gegen Bruch als Verhältnis zwischen der Felsbruchspannung und der tatsächlich auftretenden Spannung zu ermitteln. Im *zweiten Fall* handelt es sich darum, einen möglichen Bruchvorgang anzunehmen, die im Augenblick des Bruches auftretenden massgebenden Spannungen zu ermitteln und den Sicherheitsfaktor als Verhältnis zwischen der im Grenzfall auftretenden und der längs der Bruchlinie tatsächlich vorhandenen Beanspruchung zu berechnen. Es sollen in der Folge beide Fälle gesondert betrachtet werden.

Im *ersten Fall* (lokale Bruchspannungen, Bild 9) ist der tatsächliche Spannungszustand im Gebirge möglichst genau zu erfassen. Da sich der Fels wegen seiner Schichtung und Klüftung an und für sich keineswegs wie ein isotropes oder auch nur orthotropes Kontinuum verhält, müssen eine Anzahl von Hypothesen aufgestellt werden,

Bild 6. Bestimmung der Abweichung v des auf Grund eines Druckversuches ermittelten Mohrschen Bruchkreises von der theoretischen Schergeraden



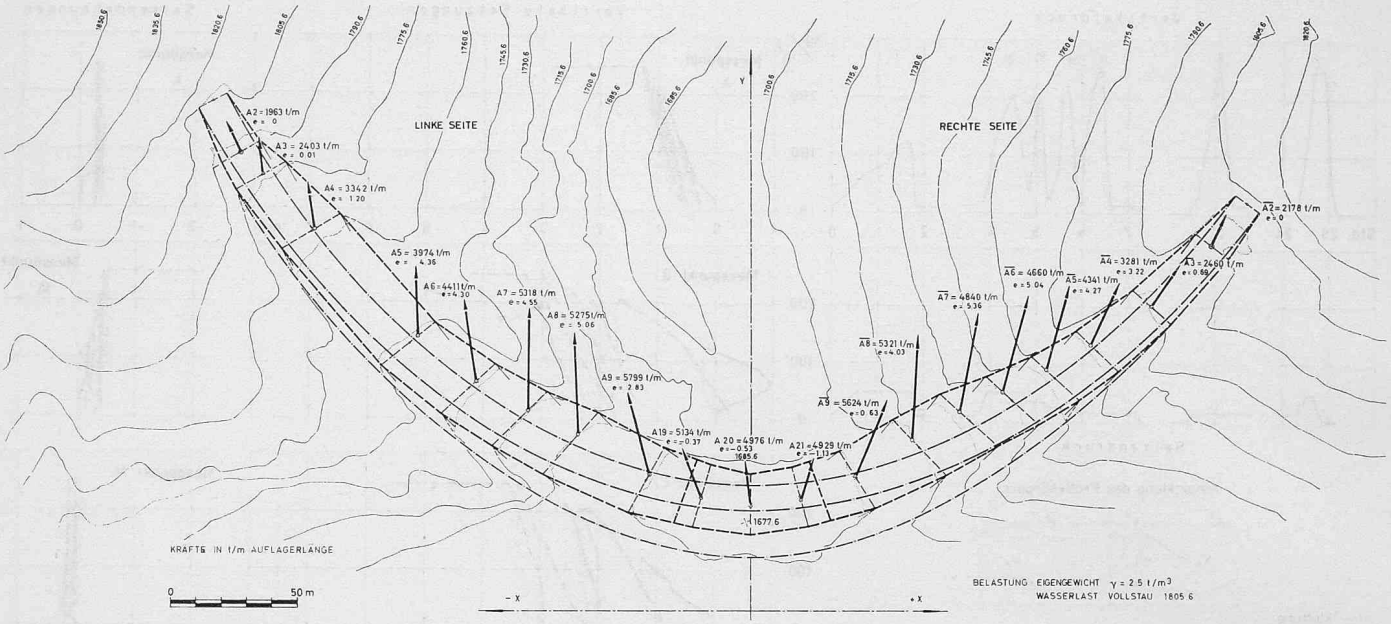


Bild 7. Felsbelastung längs der Auflagerfläche einer Bogenstaumauer, Situation

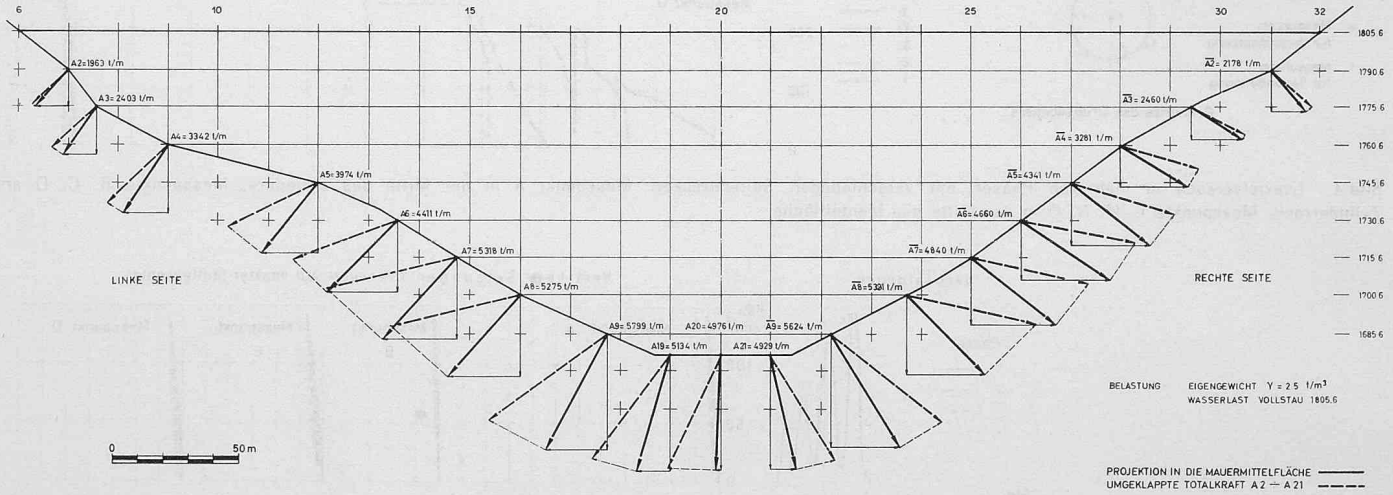


Bild 8. Felsbelastung längs der Auflagerfläche einer Bogenstaumauer, Abwicklung

welche eine theoretische Behandlung des Problems ohne allzugrossen Aufwand erlauben: Eine erste Vereinfachung besteht in der Annahme, dass sich die vom Bauwerk auf die Fundamente abgegebenen Spannungen in einer Ebene ausbreiten. Diese Ebene wird durch die Schnittgerade zwischen dem horizontalen Mauerschnitt auf einer beliebigen Kote und dem Felswiderlager sowie durch den diesem Schnitt entsprechenden Vektor der Widerlagerreaktion definiert. Die Annahme einer ebenen Ausbreitung ist sicher berechtigt, weil sich der Spannungszustand längs der Auflagerfläche nur allmählich verändert. Eine zweite Vereinfachung liegt in der Schematisierung der Felsbegrenzung. Von den oberflächlichen Unebenheiten wird soweit abstrahiert, bis die aus dem Fels herausgeschnittene Ausbreitungsfigur die Form eines ebenen Keiles annimmt. Die dritte vereinfachende Annahme besteht in der Vernachlässigung der Zugzone im Fels. Der vorhin beschriebene Keil wird also derart reduziert, dass in ihm praktisch nur Druckspannungen auftreten können. Die ausserhalb der Druckzone liegende Felspartie soll statisch nicht mitwirken. Viertens wird nun die mitwirkende Zone als homogener isotroper Keil betrachtet, welcher unter einer an der Spitze angreifenden beliebig gerichteten Last, in unserem Fall der von der Mauer auf den Fels abgegebenen Kraft, berechnet werden kann.

Die Durchführung der Berechnung zeigt, dass im allgemeinen der mitwirkende Felskeil von der auf der Luftseite der Mauer liegenden Felsoberfläche bis zu einer gegen die Wasserseite hin liegenden Geraden reicht, welche mit der Lastrichtung einen doppelt so grossen Winkel einschliesst als diese mit der zu einer Geraden idealisierten Luftseite. Immerhin muss in der Nähe der Mauer eine Korrektur vorgenommen werden, welche dem Umstand Rechnung trägt, dass der Lastangriff strenggenommen nicht eine Einzelkraft, sondern eine Streckenlast ist. Die Berechnung dieser Zone erfolgt nach der Theorie einer verteilten Belastung auf einer Halbebene. Die Spannungen werden als Druckspannungen längs konzentrischer Kreise aufgetragen, deren Mittelpunkt der Lastangriff auf den Fels darstellt. Die Druckspannung erreicht ihren Maximalwert zwischen der Lastrichtung und der luftseitigen Felsoberfläche und nimmt umgekehrt proportional zur Entfernung vom Lastangriffspunkt ab. Schubspannungen sowie tangentiale Druckspannungen treten längs der konzentrischen Kreise nicht auf, so dass diese Darstellung den vollständigen Spannungszustand wiedergibt. Lediglich in der Nähe des Lastangriffs ist der Zustand komplizierter.

Im *zweiten Fall* (ganzer Bruchzustand, Bild 10) wird die Stabilität der Widerlager nach der Methode der Gleitflächen untersucht. Es wird angenommen, das Felsmassiv verhalte sich wie ein kompakter Erdkörper und würde im Falle eines Bruches längs einer zylinderförmigen Gleitfläche abgeschert. Die Berechnung ist dann dieselbe wie zum Beispiel für eine Dammböschung. Natürlich müssen auch hier wiederum einige vereinfachende Annahmen getroffen werden: Erstens wurde die Gleitberechnung als ebenes Problem behandelt. Die untersuchten Ebenen sind dieselben wie bei der ersten Berechnung, so dass die Richtung der von der Mauer auf das Felslager abgegebenen Lasten in diese Ebene fällt. Zweitens wurde angenommen, dass der Fels längs einer Gleitfläche weitgehend konstante mechanische Eigenschaften besitzt, das heisst eine mittlere Scherfestigkeit (c in kg/cm²) und einen mittleren Winkel der inneren Reibung ($\varphi°$). Dabei wurde aber, wie wir später noch zeigen, eine Differenzierung zwischen der durch die Konsolidationinjektionen behandelten und der nicht be-

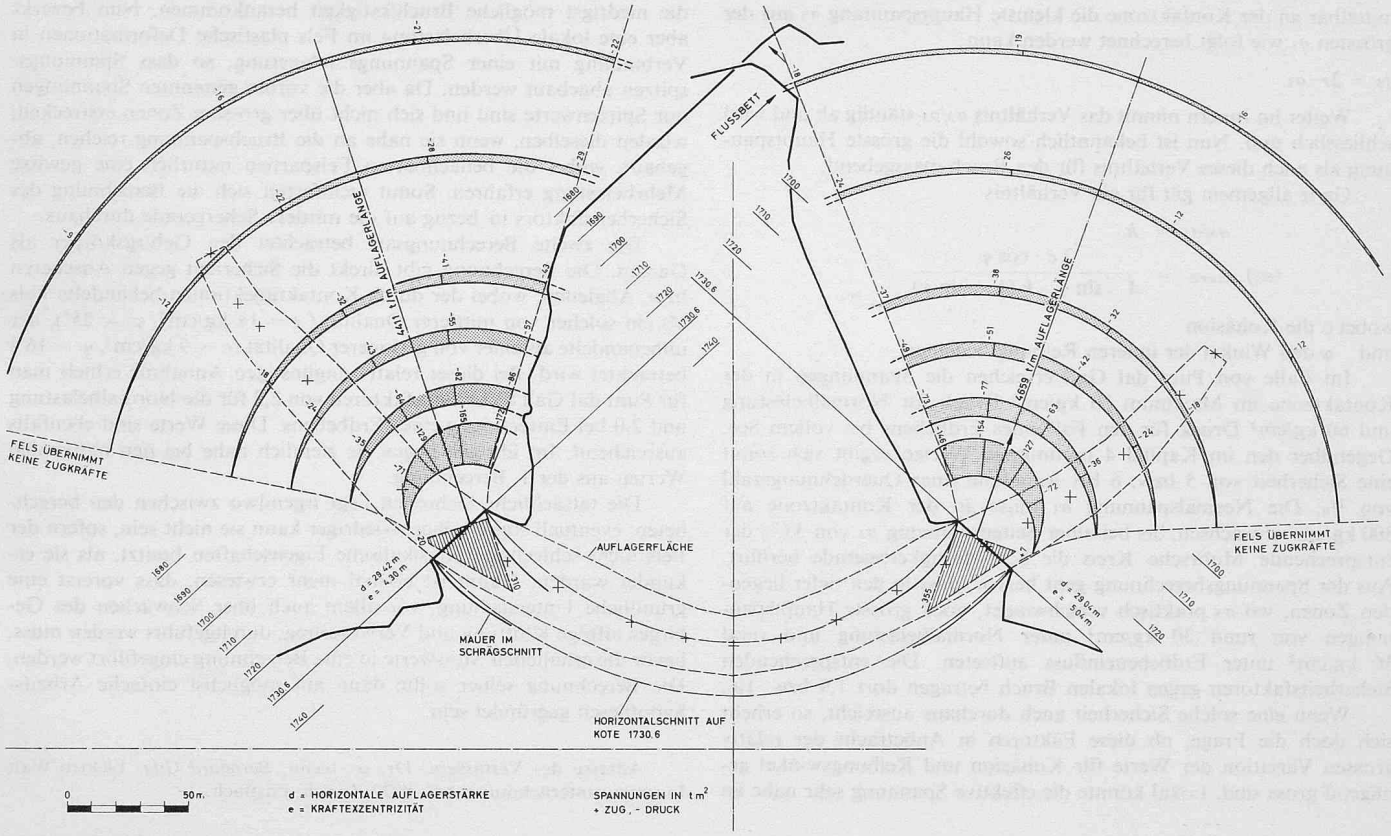


Bild 9. Felsspannungen in einem ausgewählten Schnitt infolge äusserer Belastung

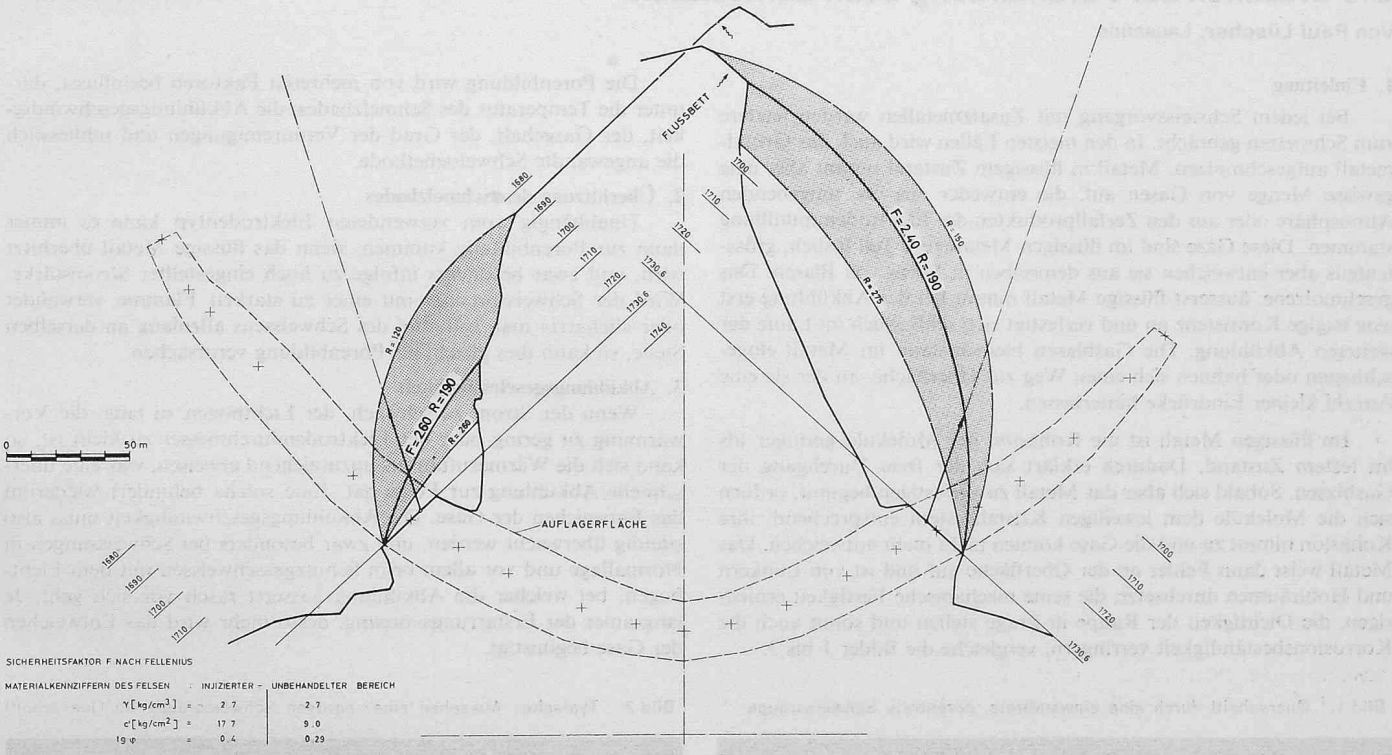


Bild 10. Stabilität der Widerlager für einen ausgewählten Schnitt

handelten Felszone vorgenommen. Drittens wurden die Porenwasserspannungen nach theoretischen Gesichtspunkten berechnet, da ja der tatsächliche Zustand bei vollem See keineswegs vorausgesagt werden kann. Dabei wurden drei Zonen unterschieden:

- Wasserseitig des Injektionsschirmes: Porenwasserspannungen entsprechen dem Auftrieb bei vollem See.
- Zwischen Injektionsschirm und Mauerluftseite: Porenwasserspannungen nehmen linear ab.
- Talseite der Mauerluftseite: Porenwasserspannungen entsprechen der natürlichen Felsüberlagerung.

6. Resultate der Berechnung

Nach der ersten Berechnungsart erhalten wir die für einen idealisierten Felskörper ermittelten Hauptspannungen unter Ausschluss der Zugzone. Die entsprechenden Maximalwerte dürften sicher auch im Falle einer komplizierten Felsstruktur nicht überschritten werden, und zwar um so mehr, als sie ja in der Kontaktzone zwischen Fels und Beton auftreten, wo die Felsbehandlung mittels Injektionen die mechanischen Eigenschaften des Gebirges verbessert und wo dessen Struktur noch keinen allzu störenden Einfluss auf den Spannungszustand ausübt. Die strenge dreidimensionale Theorie zeigt, dass un-

mittelbar an der Kontaktzone die kleinste Hauptspannung σ_3 aus der grössten σ_1 wie folgt berechnet werden kann:

$$\sigma_3 = 2\nu \cdot \sigma_1.$$

Weiter im Innern nimmt das Verhältnis σ_3/σ_1 ständig ab und wird schliesslich null. Nun ist bekanntlich sowohl die grösste Hauptspannung als auch dieses Verhältnis für den Bruch massgebend.

Ganz allgemein gilt für ein Verhältnis

$$\sigma_3/\sigma_1 = k$$

$$(\sigma_1)_{Bruch} = \frac{2\,c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi - k\,(1 + \sin\varphi)}$$

wobei c die Kohäsion
und φ den Winkel der inneren Reibung bedeuten.

Im Falle von Punt dal Gall erreichen die Spannungen in der Kontaktzone im Maximum 50 kg/cm² Druck für Normalbelastung und 60 kg/cm² Druck für den Fall eines Erdbebens bei vollem See. Gegenüber den im Kapitel 4 bestimmten Werten ergibt sich somit eine Sicherheit von 5 bzw. 6 bei Annahme einer Querdehnungszahl von $^1/_6$. Die Normalspannung σ_1 muss an der Kontaktzone auf 300 kg/cm² anwachsen, bis bei einer Seitenspannung σ_3 von 33% der entsprechende Mohrsche Kreis die Schubfestigkeitsgerade berührt. Aus der Spannungsberechnung geht hervor, dass in den tiefer liegenden Zonen, wo σ_3 praktisch verschwindet, noch grösste Hauptspannungen von rund 30 kg/cm² unter Normalbelastung und rund 36 kg/cm² unter Erdbebeneinfluss auftreten. Die entsprechenden Sicherheitsfaktoren gegen lokalen Bruch betragen dort 1,9 bzw. 1,6.

Wenn eine solche Sicherheit auch durchaus ausreicht, so erhebt sich doch die Frage, ob diese Faktoren in Anbetracht der relativ grossen Variation der Werte für Kohäsion und Reibungswinkel genügend gross sind. Lokal könnte die effektive Spannung sehr nahe an die niedrigst mögliche Bruchfestigkeit herankommen. Nun bewirkt aber eine lokale Überbelastung im Fels plastische Deformationen in Verbindung mit einer Spannungsumlagerung, so dass Spannungsspitzen abgebaut werden. Da aber die vorhin genannten Spannungen nur Spitzenwerte sind und sich nicht über grössere Zonen erstrecken, würden dieselben, wenn sie nahe an die Bruchspannung reichen, abgebaut, wobei die benachbarten Felspartien natürlich eine gewisse Mehrbelastung erfahren. Somit rechtfertigt sich die Berechnung des Sicherheitsfaktors in bezug auf die mittlere Schergerade durchaus.

Die zweite Berechnungsart betrachtet den Gebirgskörper als Ganzes. Die Berechnung gibt direkt die Sicherheit gegen Abscheren bzw. Abgleiten, wobei der durch Kontaktinjektionen behandelte Fels als ein solcher von mittlerer Qualität ($c = 18$ kg/cm², $\varphi = 25°$), der unbehandelte als einer von geringerer Qualität ($c = 9$ kg/cm², $\varphi = 16°$) betrachtet wird. Bei dieser relativ ungünstigen Annahme erhielt man für Punt dal Gall Sicherheitsfaktoren von 2,2 für die Normalbelastung und 2,0 bei Einrechnung eines Erdbebens. Diese Werte sind ebenfalls ausreichend. Im übrigen liegen sie ziemlich nahe bei den minimalen Werten aus der 1. Berechnung.

Die tatsächliche Sicherheit liegt irgendwo zwischen den berechneten, eventuell sogar höher. Niedriger kann sie nicht sein, sofern der Fels nicht schlechtere physikalische Eigenschaften besitzt, als sie erkundet wurden. Damit ist einmal mehr erwiesen, dass vorerst eine gründliche Untersuchung, vor allem auch über Schwächen des Gebirges infolge Klüftung und Verwitterung, durchgeführt werden muss, bevor die erhaltenen Messwerte in eine Berechnung eingeführt werden. Die Berechnung selber sollte dann auf möglichst einfache Arbeitshypothesen gegründet sein.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. *Bernhard Gilg*, Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG, 8022 Zürich, Postfach.

Die Ursachen der Porenbildung beim Schweissen

DK 621.791.052 : 539.217

Von **Paul Lüscher**, Lausanne

1. Einleitung

Bei jedem Schweissvorgang mit Zusatzmetallen werden letztere zum Schmelzen gebracht. In den meisten Fällen wird auch das Grundmetall aufgeschmolzen. Metall in flüssigem Zustand nimmt aber eine gewisse Menge von Gasen auf, die entweder aus der umgebenden Atmosphäre oder aus den Zerfallprodukten der Elektrodenumhüllung stammen. Diese Gase sind im flüssigen Metall zum Teil löslich, grösstenteils aber entweichen sie aus demselben in Form von Blasen. Das geschmolzene, äusserst flüssige Metall nimmt bei der Abkühlung erst eine teigige Konsistenz an und verfestigt sich schliesslich im Laufe der weiteren Abkühlung. Die Gasblasen bleiben dann im Metall eingeschlossen oder bahnen sich einen Weg zur Oberfläche, an der sie eine Anzahl kleiner Eindrücke hinterlassen.

Im flüssigen Metall ist die Kohäsion der Moleküle geringer als im festem Zustand. Dadurch erklärt sich der freie Durchgang der Gasblasen. Sobald sich aber das Metall zu verfestigen beginnt, ordnen sich die Moleküle dem jeweiligen Kristallsystem entsprechend, ihre Kohäsion nimmt zu und die Gase können nicht mehr entweichen. Das Metall weist dann Fehler an der Oberfläche auf und ist von Lunkern und Hohlräumen durchsetzt, die seine mechanische Festigkeit erniedrigen, die Dichtigkeit der Raupe in Frage stellen und somit auch die Korrosionsbeständigkeit verringern, vergleiche die Bilder 1 bis 3.

Die Porenbildung wird von mehreren Faktoren beeinflusst, darunter die Temperatur des Schmelzbades, die Abkühlungsgeschwindigkeit, der Gasgehalt, der Grad der Verunreinigungen und schliesslich die angewandte Schweissmethode.

2. Überhitzung des Schmelzbades

Unabhängig vom verwendeten Elektrodentyp kann es immer dann zur Porenbildung kommen, wenn das flüssige Metall überhitzt wird, und zwar besonders infolge zu hoch eingestellter Stromstärke. Wird der Schweissbrenner mit einer zu starken Flamme verwendet oder «beharrt» man während des Schweissens allzulang an derselben Stelle, so kann dies gleichfalls Porenbildung verursachen.

3. Abkühlungsgeschwindigkeit

Wenn der Strom zu schwach, der Lichtbogen zu lang, die Vorwärmung zu gering oder der Elektrodendurchmesser zu klein ist, so kann sich die Wärmezufuhr als unzureichend erweisen, was eine überschnelle Abkühlung zur Folge hat. Eine solche behindert wiederum das Entweichen der Gase. Die Abkühlungsgeschwindigkeit muss also ständig überwacht werden, und zwar besonders bei Schweissungen in Normallage und vor allem beim Schutzgasschweissen mit dem Lichtbogen, bei welcher die Abkühlung äusserst rasch vor sich geht. Je langsamer der Erstarrungsvorgang, desto mehr wird das Entweichen der Gase begünstigt.

Bild 1. Querschnitt durch eine einwandfreie, porenfreie Schweissraupe

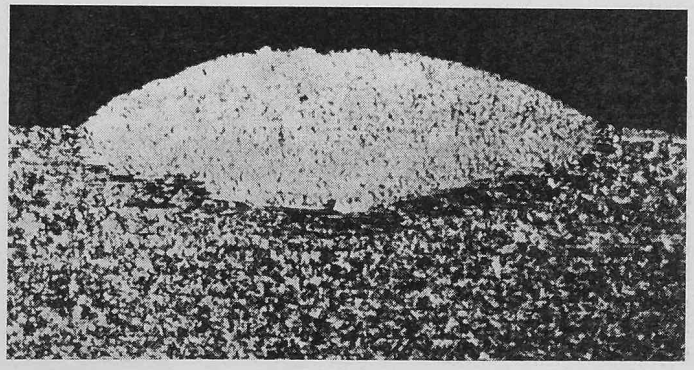
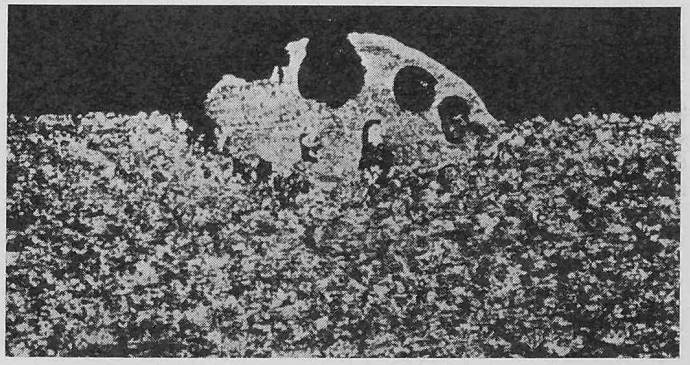



Bild 2. Typisches Aussehen einer porösen Schweissraupe im Querschnitt