Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 68 (1950)
Heft: 9

Artikel: Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen
Autor: Amstutz, E.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-57975

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: 15.07.2025

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

gemeinschaften bilden geradezu ein unvergleich geeignetes Mittel, um diesen Geist menschlicher Verbundenheit zu fördern. Denn, bevorzugt von vielen andern menschlichen Betätigungen, erzeugt die Technik Werke, bleibende sichtbare Werke, die man mit Augen sehen, mit Händen greifen kann. Diese Werke sind das Ergebnis der Zusammenarbeit von hunderten und tausenden fleissiger Köpfe und Hände. Diese Zusammenarbeit verbindet, verlangt einordnendes, verantwortungsbewusstes Verständnis aller Mitarbeiter für das Ganze, vom obersten Leiter hinunter bis zum einfachsten Hilfsarbeiter. Ihr Gelingen hängt davon ab, dass jeder die ihm zugewiesene Aufgabe gewissenhaft erfüllt. Und wenn das fertige Werk dann greifbar vor uns steht, so muss und soll es alle mit Stolz erfüllen, jeden in dem Bewusstsein, auch seinen Teil an diesem Gelingen beigetragen zu haben.

Den Geist und das Verständnis für diese Zusammenarbeit zu fördern, soll eine der vornehmsten Aufgaben des verantwortungsbewussten Technikers sein. Ich glaube mit Recht sagen zu dürfen, dass dieser Geist und dieses Verständnis in ganz besonderem Masse alle Kreise der Bevölkerung unserer lieben Stadt Winterthur beseelt. Und dass dem so ist, darf wohl nicht in geringem Masse dem Umstand zugeschrieben werden, dass das Schwergewicht der wirtschaftlichen Tätigkeit Winterthurs in Unternehmungen liegt, die in Produktivgütern aller Art und insbesondere in der Maschine besonders prägnante Werke der Technik schaffen. Sie sind ein beredtes Symbol der Arbeitsverbundenheit, der Arbeitsgemeinschaft.

Die Stadt Winterthur hat im Schweizerland und weit über seine Grenzen hinaus einen guten Klang, als Stadt der Kunst, als Stadt der Musik, und nicht zuletzt als Stadt der Technik. Mögen unsere Techniker in der Ausübung ihres schönen Berufes stets ihrer hohen Mission, menschlicher Wohlfahrt und menschlicher Verbundenheit zu dienen, bewusst bleiben. Und mögen im Dienste dieser Mission unserem Technischen Verein noch viele Jahre segensreichen Wirkens erblühen. Bewahren Sie durch Ihre Leistung der Technik Winterthurs das hohe Niveau und Ansehen, das sie überall in der Welt geniesst, das den Aufstieg unserer Winterthurer Industrie begründet hat und von dem ihre Existenz auch weiterhin entscheidend abhängt. Seien Sie stolz auf die Schönheiten Ihres Berufes; aber bleiben Sie stets auch eingedenk der sozialen Pflichten, die er in sich schliesst. Und wenn ich unserem Technischen Verein einen Wahlspruch auf seinen weiteren Weg wünschen möchte, so wäre es das schöne Schiller'sche Wort:

«Immer strebe zum Ganzen
Und kannst Du selber kein Ganzes werden
Als dienendes Glied
Schliess an ein Ganzes Dich an.»

Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen

DK 627.824

Von Dipl. Ing. E. AMSTUTZ, Chef des Ingenieurbureau Zürich der Firma Wartmann & Cie. A.-G., Brugg

1. Grundlagen

Verschiedene Veröffentlichungen wie auch Betriebserfahrungen haben gezeigt, dass auf Innendruck beanspruchte Schacht- und Stollenpanzerungen durch den umgebenden Fels stark entlastet werden. Die Wandstärken solcher Panzerrohre werden daher heute sehr schwach gewählt; dadurch gewinnt aber das Stabilitätsproblem der Panzerrohre bei äusserem Druck aus Berg- oder Sickerwasser unter Umständen eine ausschlaggebende Bedeutung.

Eine Untersuchung über dieses Problem der Einbeulgefahr scheint bisher nicht veröffentlicht worden zu sein. Ein unterer Grenzwert der kritischen Belastung ist wohl durch die Theorie des freien Rohres gegeben, es ist aber einleuchtend, dass die Verhältnisse beim eingebetteten Rohr viel günstiger liegen, da ein Ausweichen des Rohrmantels nach aussen durch den umliegenden Fels und Beton ja verhindert wird. Man könnte versucht sein, einen Rohrstreifen als elastisch gebetteten Ring zu untersuchen, würde damit aber der wesentlichen Erscheinung, nämlich dem Abheben der Rohrwandung von ihrer Unterlage nicht gerecht werden; ausserdem würde sich zeigen, dass die Unterlage im Verhältnis zur Steifigkeit der Blechwand als praktisch starr gelten kann.

In der folgenden Untersuchung wird angenommen, dass das Fels- bzw. Betonbett des Panzerrohres als unnachgiebig gelten kann. Durch Schwinden des Betons und Temperatureinflüsse wird sich zwischen Beton und Rohrwandung eine durchgehende Klaffung der Breite k_0 einstellen (Bild 1). Von der Wirkung eines Gebirgsdruckes kann abgesehen werden, da der umgebende Fels nach dem Ausbruch und vor dem Einbau der Panzerung einen neuen Gleichgewichtszustand angenommen hat. Sollte durch weitere plastische Verformung des Felsmaterials mit der Zeit doch ein Gebirgsdruck auf die Panzerung entfallen, so würden die Verhältnisse hinsichtlich Ausbeulen der Rohrwandung günstiger, da damit die Klaffung k_0 und damit die Ausweichmöglichkeit des Rohrmaterials vermindert oder aufgehoben würde.

Die Klaffung k_0 wird nun bei Hinzutreten eines äusseren Wasserdruckes infolge der Elastizität des Rohres noch vergrössert. Eine Ausweitung des Gesteins- bzw. Betonschachtes wird jedoch nicht eintreten, da es sich um Porenwasser handelt, das das ganze Gestein durchsetzt und daher keine Belastung des Felsmaterials ergibt.

Bezeichnen σ die Ring-Druckspannung des Rohres aus dem äusseren Wasserdruck und E dessen Elastizitätsmodul, so ist die Gesamtklaffung k gegeben durch

$$k = k_0 + \frac{\sigma}{E} r \tag{1}$$

Bei zunehmender äusserer Belastung und damit zunehmender Ringspannung σ wird nun das in begrenztem Masse frei verformbare Rohr bald seine Stabilitätsgrenze erreichen und in eine ellipsenartige Form übergehen. Damit ist aber seine Tragfähigkeit noch nicht erschöpft, vielmehr werden die nach aussen gewölbten Teile bald die Schachtwandung berühren (Bild 2b) und bei weiterer Laststeigerung sich auf immer grösser werdende Breite an die Schachtwandung anschmiegen (Bild 2c). Dazwischen werden sich isolierte Einbuchtungen bilden, die bei zunehmender Belastung immer schmäler, aber höher werden (Bild 2d). Die Tragfähigkeit dieses veränderlichen Systems ist mit praktisch genügender Genauigkeit dann erreicht, wenn an einer Stelle die Randspannung im Mantel die Fliessgrenze erreicht. Bei noch grösserer Belastung wird sich die Einbuchtung plastisch zusammenfalten, womit der Zusammenbruch des ganzen Rohres eingeleitet wird (Bild 2e).

Es soll nun die Form einer solchen Einbuchtung festgestellt werden. Diese wird entsprechend dem geringsten Widerstand eine in Richtung der Rohraxe längliche Faltenform annehmen. Wir können daher einen Ringabschnitt des Rohres herausgelöst für sich betrachten. Dieser stellt einen Kreisring mit der Querschnittsfläche F und dem Trägheitsmoment J dar.

Die Radialausbiegungen η, Biegemomente M und Radialbelastungen p eines Kreisringes sind bekanntlich durch folgende Differentialgleichungen verknüpft:

$$\eta'' + \frac{\eta}{r^2} = -\frac{M}{EJ} \tag{2a}$$

$$M'' + \frac{M}{r^2} = -p \tag{2b}$$

Im Bereiche einer Einbuchtung ist der Rohrmantel als ein freier, ausgeknickter Kreisring zu betrachten; als Radialbelastungen p sind die Abtriebkräfte aus der Ringkraft σF einzuführen, die den Wert

$$p = \sigma F \left(\eta'' + \frac{\eta}{r^2}\right) \tag{2c}$$

annehmen. Aus obigen drei Beziehungen gewinnt man die Differentialgleichung des Stabilitätsproblems für das freie Rohr

$$\eta'''' + \left(\frac{2}{r^2} + \frac{\sigma F}{EJ}\right)\eta'' + \left(\frac{1}{r^2} + \frac{\sigma F}{EJ}\right)\frac{\eta}{r^2} = 0 \tag{2d}$$

Die Lösungen in η sind Kreisfunktionen (Bild 3) mit der Halbwellenlänge l (Knicklänge); man verifiziert daher leicht, dass die kritische Ringkraft den bekannten Wert

$$\sigma F = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} - \frac{EJ}{r^2} \tag{2e}$$

annimmt.

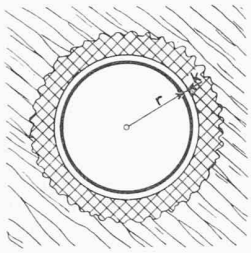

Bild 1.

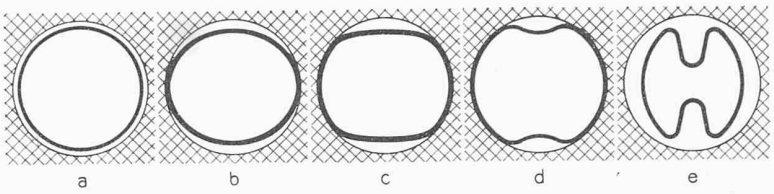

Bild 2.

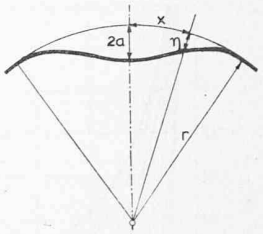

Bild 3.

Mit $J/F = i^2$ ist die Knicklänge und damit die halbe Länge einer Einbeulung gegeben durch

$$(2) \qquad l = \frac{\pi r}{\sqrt{1 + \left(\frac{r}{i}\right)^2 \frac{\sigma}{E}}}$$

Wir ermitteln nun die Beanspruchungen im Bereich einer Einbeulung (Bild 3). Die Form der Einbuchtung ist durch die Kosinuslinie

$$(3\,a) \qquad \eta = a\left(1 + \cos\frac{\pi x}{l}\right)$$

gegeben. Die zugehörigen Biegemomente nehmen also gemäss (2 a) den Wert

$$(3\,b) \qquad M = E J a \left[\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cos\frac{\pi x}{l} - \frac{1}{r^2}\left(1 + \cos\frac{\pi x}{l}\right)\right]$$

an. Die grössten Biegemomente treten an den Einspannstellen $x = \pm l$ auf und betragen

$$(3\,c) \qquad M_0 = -E J a \left(\frac{\pi}{l}\right)^2$$

Als Kriterium für das Erreichen der Tragfähigkeit bei der kritischen Ringspannung $\sigma = \sigma_{kr}$ setzen wir die maximale Randspannung an dieser Stelle gleich der Fliessgrenze σ_F des Materials. Auch wenn dieses Kriterium der vollen Tragfähigkeit noch nicht ganz gerecht würde, so ist es gleichwohl aus der Bedingung zu erfüllen, dass keine bleibenden Verformungen entstehen sollen, die ja bei Wechsel von Aussen- und Innendruck zu Ermüdungsrissen führen müssten.

Ist e der Schwerpunktsabstand der (inneren) Randfaser, so lautet diese Bedingung:

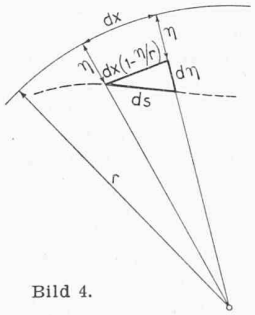

Bild 4.

$$(3\,d) \qquad \sigma_{kr} + \pi^2 \frac{a e}{l^2} E = \sigma_F$$

woraus sich die halbe Einbeultiefe a ergibt zu

$$(3) \qquad a = \frac{l^2}{\pi^2 e} \frac{\sigma_F - \sigma_{kr}}{E}$$

Wir haben nunmehr noch die Zwangsbedingung zu formulieren, die aussagt, dass die abgewickelte Länge des eingebeulten Rohrmantels gleich der Länge des nicht ausgebeulten Mantels ist. Zu diesem Zweck betrachten wir vorerst die Abwicklung im Bereich einer Einbeulung.

Die Länge eines Bogenelementes ergibt sich nach Bild 4 zu

$$(4\,a) \qquad ds = \sqrt{d\eta^2 + dx^2\left(1 - \frac{\eta}{r}\right)^2} \approx \left(1 + \frac{1}{2}\eta'^2 - \frac{\eta}{r}\right) dx$$

die Mehrlänge Δl einer halben Einbuchtung gegenüber l somit zu

$$(4\,b) \qquad \Delta l = \int_0^l \left(\frac{1}{2}\eta'^2 - \frac{\eta}{r}\right) dx$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (3 a) sowie ihrer Ableitung nach x folgt:

$$(4\,c) \qquad \Delta l = \int_0^l \left[\frac{\pi^2 a^2}{2 l^2} \sin^2\frac{\pi x}{l} - \frac{a}{r}\left(1 + \cos\frac{\pi x}{l}\right)\right] dx = \frac{\pi^2}{4}\frac{a^2}{l} - \frac{a l}{r}$$

Die Gesamtlänge L nach dem Ausbeulen beträgt daher, wenn n Einbuchtungen angenommen werden

$$(4\,d) \qquad L = 2\pi r + 2 n \Delta l$$

Vor dem Ausbeulen betrug sie hingegen

$$(4\,e) \qquad L = 2\pi r - 2\pi k$$

Aus der Gleichsetzung gewinnen wir die Bedingung

$$(4) \qquad k = n a \left(\frac{l}{\pi r} - \frac{\pi a}{4 l}\right)$$

Wir haben nunmehr die Elemente unserer Berechnung in den Gleichungen (1), (2), (3) und (4) zusammengetragen und gewinnen die Schlussformel durch Elimination der uns nicht weiter interessierenden Grössen k aus Gleichung (1) und (4), a aus Gleichung (3) und l aus Gleichung (2). Wenn in allen Gleichungen noch σ durch σ_{kr} ersetzt wird, ergibt sich die allgemeine Stabilitätsbedingung

$$(5) \qquad \left(\frac{k_0}{r} + \frac{\sigma_{kr}}{E}\right)\left(1 + \frac{r^2}{i^2}\frac{\sigma_{kr}}{E}\right)^{3/2} = n \frac{r}{e}\frac{\sigma_F - \sigma_{kr}}{E}\left(1 - \frac{1}{4}\frac{r}{e}\frac{\sigma_F - \sigma_{kr}}{E}\right)$$

Der Wert σ_{kr}, der diese Gleichung erfüllt, stellt diejenige Ringspannung dar, bei der die Tragfähigkeit auf Aussendruck erreicht ist. Da es sich eigentlich um ein Spannungsproblem handelt, genügt es, die üblichen Sicherheitsgrade gegen Fliessen einzuhalten.

2. Das unausgesteifte Panzerrohr

Bezeichnet δ die Blechstärke, so ist zu setzen

$$i^2 = \frac{\delta^2}{12} \text{ und } e = \frac{\delta}{2}$$

Zur Berücksichtigung des versteifenden Einflusses der Querkontraktion setzen wir ferner

$$E^* = \frac{E}{1 - \nu^2} \text{ an Stelle von } E$$

Es ist leicht einzusehen, dass sich die geringste Tragfähigkeit bei Auftreten nur einer Einbuchtung $n = 1$ ergibt. Zwar beträgt die «natürliche» Beulenzahl, entsprechend der anfänglichen Knickform des freien Rohres, 2, jedoch ist der Druck an der Sohle ohnehin grösser als im Scheitel (was wir in den mathematischen Ansätzen allerdings vernachlässigt haben), wodurch die Ausbildung einer einzelnen Einbeulung an der Sohle begünstigt wird. Die Formel (5) lautet daher auf das glatte Rohr angewandt

$$(6) \qquad \left(\frac{k_0}{r} + \frac{\sigma_{kr}}{E^*}\right)\left(1 + 12\frac{r^2}{\delta^2}\frac{\sigma_{kr}}{E}\right)^{3/2} = \frac{2r}{\delta}\frac{\sigma_F - \sigma_{kr}}{E^*}\left(1 - \frac{1}{4}\frac{2r}{\delta}\frac{\sigma_F - \sigma_{kr}}{E^*}\right)$$

Im Diagramm (Bild 5) sind die Werte σ in Funktion des Schlankheitsverhältnisses r/δ für normalen Baustahl mit

$$E = 2100 \text{ t/cm}^2$$
$$\sigma_F = 2{,}40 \text{ t/cm}^2$$
$$\nu = 0{,}25$$

und für verschiedene Klaffungsverhältnisse k_0/r aufgetragen. Zum Vergleich ist auch die gestrichelte Kurve für das freie Rohr eingetragen, für das auf Grund von Gleichung (2 e) und mit $l = \pi r/2$ sich ergibt

$$(6\,a) \qquad \frac{\sigma_{kr}}{E} = \frac{3 i^2}{r^2} = \left(\frac{\delta}{2r}\right)^2$$

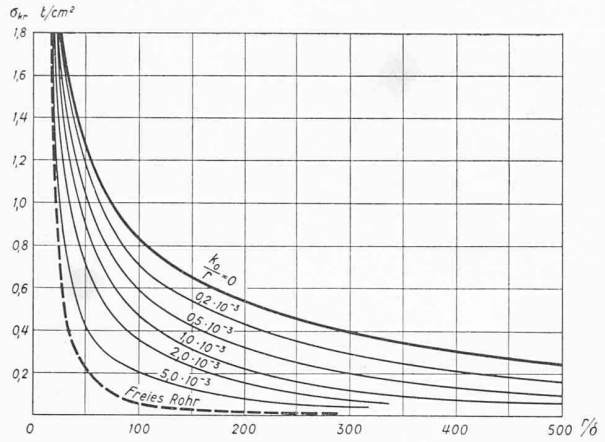

Bild 5.

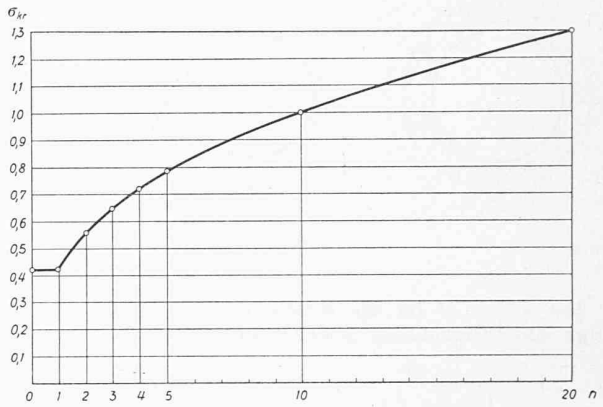

Bild 7.

Für praktische Verhältnisse sind anfängliche Klaffungsverhältnisse k_0/r in den Grenzen $0{,}00015 < k_0/r < 0{,}00040$ anzunehmen [1]). Man erkennt aus dem Diagramm im Vergleich zum freien Rohr die starke Vergrösserung der Stabilität durch das umliegende Gestein. Könnte man mit Vorspannungen des Rohres infolge plastischen Gebirgsdruckes rechnen, womit entsprechende negative k_0-Werte einzuführen wären, so würde die Stabilität noch über die Werte für $k_0 = 0$ gesteigert. Dieses zunächst paradoxe Verhalten erklärt sich eben dadurch, dass das Einbeulen überhaupt erst mit Eintreten einer Klaffung beginnen kann.

3. Das ausgesteifte Panzerrohr

Die Aussteifung erfolgt durch aussen aufgeschweisste Ringe, für die zur Platzersparnis meist ein T-Querschnitt gewählt wird. Bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes eines Ringes wird man, da die Biegemomente sich nur über kurze Umfangsbereiche erstrecken, nur einen schmalen Streifen des Mantelbleches berücksichtigen können, während die Querschnittsfläche voll einzusetzen ist, da die Normalkraft über den ganzen Umfang des Ringes konstant ist. Massgebend für die Berechnung ist Formel (5) mit $n = 1$.

Um ein Bild über die Wirksamkeit von Aussteifungsringen zu erhalten, berechnen wir die kritische Beanspruchung für das Beispiel nach Bild 6. Die Querschnittswerte ergeben sich zu

$$J = 533 \text{ cm}^4$$
$$F = 141{,}7 \text{ cm}^2$$
$$i^2 = 3{,}77 \text{ cm}^2$$
$$e = 5{,}5 \text{ cm}$$

Mit den weiteren Annahmen

$$k_0/r = 0{,}2 \cdot 10^{-3}$$
$$n = 1$$
$$E = 2100 \text{ t/cm}^2$$
$$\sigma_F = 2{,}4 \text{ t/cm}^2$$

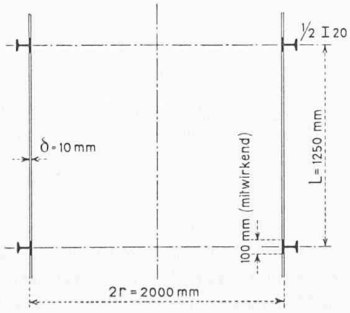

Bild 6.

genügt der Wert $\underline{\sigma_{kr} = 1{,}72 \text{ t/cm}^2}$ der Gleichung (5). Ohne Ringe hätte sich vergleichsweise nach Diagramm Bild 5 $\underline{\sigma_{kr} = 0{,}70 \text{ t/cm}^2}$ ergeben.

Der Abstand der Ringe ist so zu wählen, dass der dazwischen liegende Rohrmantel nicht vorzeitig ausbeult. Hierüber findet man Angaben in der Literatur [2]). Im vorliegenden Falle ist die Beulspannung von ungefähr gleicher Grösse wie der vorstehend ermittelte Wert für die Aussteifringe; diese sind also im richtigen Abstand angeordnet.

In konstruktiver Hinsicht sind Aussteifringe unerwünscht, da sie das satte Hinterbetonieren der Panzerung sehr erschweren. Dieser Nachteil könnte vermieden werden, wenn die Rohre *vor* dem Einbringen mit einem Betonmantel in Dicke der Ringe versehen würden; allerdings würden die Rohre dadurch sehr schwer. Genügende Verbindung mit dem Rohrmantel vorausgesetzt, könnte dieser Betonmantel auch zur Versteifung des Rohres herbeigezogen werden, was insbesondere bei Ausführung der Zementinjektionen erwünscht wäre.

4. Das verankerte Panzerrohr

Aus der Anschauung heraus ist man zunächst versucht, das Einbeulen der Rohrwandung durch Anordnung radialer, zugfester Verankerungen, beispielsweise aus Rundeisen, zu verhindern [3]). Damit diese wirksam sind, müssen sie offenbar in wesentlich kleineren Abständen angeordnet werden, als die Länge $2l$ einer Beule beträgt. Nehmen wir beispielsweise ein mittleres Schlankheitsverhältnis $r/\delta = 200$ und ein Klaffungsverhältnis $k_0/r = 0{,}2 \cdot 10^{-3}$ an, so entnehmen wir für das unverankerte Rohr dem Diagramm Bild 5 eine Beulspannung $\sigma \cong 0{,}42$ t/cm²; eingesetzt in Gleichung (2) errechnen wir

$$2l = \frac{2\pi r}{9{,}85}$$

d. h. die Beulenlänge beträgt rund einen Zehntel des Rohrumfanges. Es müssten wohl rd. 20 Verankerungen über den Rohrumfang verteilt angeordnet werden, damit sie von wesentlichem Einfluss wären. Es muss hierbei auch an die geringe Steifigkeit des Mantelbleches gegen die quer gerichteten Ankerkräfte gedacht werden.

Zu einer wesentlich wirksameren Verankerungsart (Schweizerpatent angemeldet) leiten uns die vorstehenden Betrachtungen. Wir haben gesehen, dass das unversteifte Rohr an einer einzigen Stelle des Umfanges einbeult. Wenn wir durch Anordnung von schubsteifen Ankern («Schubdübeln») tangentielle Verschiebungen zwischen Rohrmantel und Beton verhindern, so erzwingen wir eine Verteilung der Einbeulungen über den ganzen Rohrumfang und werden dadurch eine wesentlich grössere Beulspannung erhalten. Sind über den ganzen Umfang n Schubdübel vorhanden, so werden sich dazwischen auch n Beulen bilden. In der allgemeinen Formel (5) haben wir den Einfluss dieser Massnahme durch vorsorgliche Einführung des Wertes n berücksichtigt. Es verbleibt uns noch, die Wirksamkeit zahlenmässig nachzuprüfen. Die Resultate dieser Berechnung sind im Diagramm Bild 7 für den Fall eines unversteiften Rohres aus normalem Flussstahl mit $r/\delta = 200$, $k_0/r = 0{,}2 \cdot 10^{-3}$ dargestellt.

Man erkennt, wie wirksam schon wenige Verankerungen sind; beispielsweise steigt die Beullast bei Anordnung von nur fünf Verankerungen auf ungefähr den doppelten Wert des unverankerten Rohres. Mit mehr Verankerungen erreicht man die Wirksamkeit von Aussteifringen. Hier wird allerdings eine Einschränkung über den Gültigkeitsbereich der Formel (5) notwendig, indem nämlich bei sehr enger Anordnung der Schubanker deren Abstand kleiner werden kann als die theoretische Beulenlänge nach Gleichung (2). In diesem Falle wird das eigentliche Stabilitätsproblem der Rohrwandung massgebend, für das Gleichung (2) gilt. Setzen wir dort $l = \pi r/n$, so ergibt sich

$$\underline{\frac{\sigma_{kr}}{E^*} = \frac{n^2 - 1}{12}\left(\frac{\delta}{r}\right)^2} \qquad (7)$$

[1]) *A. Hutter* und *A. Sulser:* Beitrag zur Theorie und Konstruktion gepanzerter Druckschächte, «Wasser- und Energiewirtschaft», 1947, Heft 11/12.

[2]) *A. Flügge:* Statik und Dynamik der Schalen, Berlin 1934.

[3]) *Dr. Ch. Dubas:* Le problème des blindages des galeries sous pression et la solution à Rossens (Congrès de Bruxelles 1949).

Massgebend ist der grössere Wert von σ_{kr} nach Gleichung (5) oder (7). Praktisch wird Gleichung (7) jedoch nur bei verhältnismässig dickwandigen Rohren massgebend.

Es fragt sich noch, in welchen Abständen in Längsrichtung des Rohres die Verankerungen vorzusehen sind. Man kann die in einem Rohrquerschnitt angeordneten Verankerungen in ihrer Wirkung mit Versteifungsringen vergleichen, für deren Abstand wir bereits ein Kriterium angegeben haben. Man tut jedoch gut, bei kleiner Anzahl n den Längsabstand angemessen zu reduzieren.

Die einzelne Verankerung selbst kann theoretisch auf Grund der gemachten Annahmen nicht dimensioniert werden, da sich bei Ausbildung von n gleichen Beulen keine Schubkräfte auf die Anker errechnen lassen.

Einen Anhaltspunkt erhalten wir jedoch, wenn wir Ausführungs- und Montage-Ungenauigkeiten in der Kreisform des Rohrquerschnittes berücksichtigen. In jedem für sich verankerten Rohrabschnitt werden sich die Ringspannungen entsprechend seinem mittleren Krümmungsradius einstellen. Nehmen wir einen ellipsenartigen Querschnitt an, dessen Durchmesserabweichungen bei einigermassen sorgfältiger Ausführung und Montage $\pm 1\,\%$ betragen, und setzen vier Verankerungen in den Winkelhalbierenden der Hauptaxen dieser Ellipse voraus, so weichen die Krümmungsradien, wie leicht nachzuweisen ist, um rd. $\pm 2^1/_2\,\%$ vom theoretischen Wert ab. Eine Verankerung ist daher auf eine Schubkraft von $\pm 2 \cdot 2{,}5 = \pm 5\,\%$ der anteiligen Ringkraft zu dimensionieren. Man wird die Schubkraft S einer Verankerung also mit

$$S = 0{,}05\,\delta L\,\sigma \tag{7a}$$

zugrundelegen, worin mit L der Abstand der Verankerungen in der Längsrichtung bezeichnet ist. Sind mehr als vier Verankerungen vorhanden, so empfiehlt es sich, die einzelne Schubkraft gleichwohl mit obigem Wert anzunehmen, da örtliche Aenderungen im Krümmungsradius wohl ebenso gross sein können.

Nehmen wir z. B. $\delta = 1$ cm, $L = 125$ cm und $\sigma = 1{,}20$ t/cm² an, so ergibt sich

$$\underline{S = 7{,}5 \text{ t}}$$

Wie soll nun diese bedeutende Schubkraft auf den Beton übertragen werden? Die Rohrwandung selbst kann selbstverständlich keine Biegemomente aufnehmen; die Dübel sind also im Beton einzuspannen.

Unter Annahme linearer Betonpressungen nach Bild 8 ergibt sich eine maximale Betonpressung

$$\sigma_B = \frac{4\,S}{b\,h} \tag{7b}$$

und ein maximales Biegemoment im Dübel

$$M = \frac{4}{27}\,S\,h \tag{7c}$$

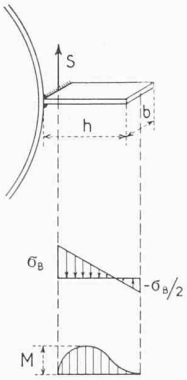

Bild 8.

Zahlenmässig zeigt sich, dass einzelne Flacheisenschlaudern üblicher Ausmasse nicht genügen. Es sind entweder Rippen von grösserer Längenausdehnung, evtl. sogar durchgehende Längsrippen oder Dübel aus Profileisen aufzuschweissen.

Eine grundsätzlich andere Lösungsmöglichkeit (Schweizerpatent angemeldet) besteht nach Bild 9, wonach vieleckförmige Rund- oder Flacheisenbügel an den Berührungsstellen mit der Rohrwandung verschweisst sind. Da die Schubkräfte als Längskräfte $N = \pm S/2$ aufgenommen werden, genügen verhältnismässig kleine Bügel-Querschnitte. Sofern die Haftung im Beton nicht genügend ist, können diese Bügel mit Haken, Schlaufen oder Ankerscheiben versehen werden.

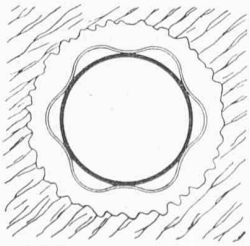
Bild 9.

5. Schlussbemerkungen

Durch die vorliegende Untersuchung ist nicht nur die Dimensionierung der Schachtpanzerungen auf äusseren Wasserdruck möglich gemacht, sondern es sind auch Möglichkeiten aufgezeigt, die Stabilität der Panzerungen wirksam zu verbessern. Es wäre sehr erwünscht, wenn die Theorie durch Versuche erhärtet und eventuell erweitert werden könnte.

Damit ist das Problem allerdings erst von der statischen Seite aus gelöst; wie hoch der Wert des äussern Wasserdruckes anzunehmen ist, verbleibt zumeist ein mit vielen Unsicherheitsfaktoren behaftetes geologisch-hydraulisches Problem. Betriebserfahrungen sind daher kein ausreichendes Mittel zur Ueberprüfung der Theorie. Zwei dem Verfasser bekannt gewordene Fälle zeigen immerhin, dass diesem Problem grösste Aufmerksamkeit geschenkt werden muss.

Der eine Fall betrifft eine Stollenpanzerung, die beim Entleeren des Stollens an einer Stelle um rd. 30 cm einbeulte. Anhand der zur Verfügung stehenden Daten kann der kritische äussere Wasserdruck auf rd. 20 t/m² abgeschätzt werden, die Tiefe unter Wasserspiegel betrug rd. 50 m; der effektive Wasserdruck hätte somit nicht ganz die Hälfte des maximal Möglichen erreicht, was durchaus plausibel ist.

Der zweite Fall betrifft eine Schachtpanzerung, die noch vor Inbetriebnahme auf eine Länge von über 10 m um den halben Schachtdurchmesser einbeulte. Der kritische äussere Wasserdruck berechnet sich nach vorliegender Theorie zu rd. 80 t/m². Man sieht daraus, mit wie hohen Drücken nur schon aus Bergwasser zu rechnen ist.

Wirtschaftliche Bemessung von Druckrohrleitungen

DK 628.152

Zur Berechnung von Rohrleitungen für die Bewässerung von grossen Trockengebieten Niederösterreichs wurde nach einem Aufsatz von Dr. *M. Jung* in der «Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins» (Heft 7/8 vom 19. April 1948) eine einfache Formel für die Ermittlung des wirtschaftlichen Durchmessers eines Rohrstranges angewendet; sie lautet:

$$D = 2{,}80\,\frac{Q^{0{,}457}}{C^{0{,}163}}, \quad \text{wobei } C = \frac{c_2\,c_3\,c_6}{c_4\,c_5}$$

Hierin bedeuten:

c_2 den Rohrkostenkoeffizienten, der abhängig ist vom Rohrmaterial, von der Betriebsdruckstufe und von den Transportkosten,

c_3 den Faktor der festen Jahresbetriebskosten; er berücksichtigt die Verzinsung und Abschreibung der Baukosten, sowie die Jahreskosten für Aufsicht, Unterhalt und Erneuerungsrücklage der Leitung,

c_4 die Kosten der Energie pro kWh für die aufzuwendende Pumparbeit,

c_5 den Jahresbelastungsfaktor als Verhältniszahl der mittleren Betriebsdauer der Anlage in Stunden zur Gesamtstundenzahl des Jahres,

c_6 den Gesamtwirkungsgrad der Pumpanlage.

c_1 den Reibungskoeffizienten für gebrauchte Gussrohre, der in der Zahl 2,80 der Formel enthalten ist ($c_1 = 33{,}5$).

Für die praktische Anwendung der Formel wird in der erwähnten Zeitschrift ein Diagramm wiedergegeben, aus dem für den Wasserdurchfluss von $1 \div 10\,000$ l/s und den Beiwertbereich $C = 10 \div 100\,000$ die wirtschaftlichen Durchmesser der Leitungen zwischen 50 und 5000 mm leicht abgelesen werden können. Bei Extremwerten dürfte die Durchführung von Kontrollmessungen zu empfehlen sein.

Dieser Hinweis mag für die Berechnung grosser Wasserleitungsnetze für Gemeindegruppen und ausgedehnte Städte von Interesse sein. Es ist zu erwähnen, dass die Faktoren, die von den Kosten des Materials, der Energie und der Höhe der Löhne abhängig sind, verhältnismässig kurzfristig ändern können. Der Wert C muss dann jeweils wieder nachgerechnet werden. Selbstverständlich kann die Formel auch für die Berechnung von Leitungen aufgestellt werden, die der Wasserförderung unter natürlichem Gefälle, also ohne Pumpbetrieb, dienen. Handelt es sich um die Wasserversorgung einer Stadt, deren Leitungsnetz der Ausdehnung der Baugebiete entsprechend allmählich vergrössert wird, so dürfte es kaum zulässig sein, die Hauptstränge nur nach momentan gültigen Wirtschaftlichkeits-Untersuchungen zu bemessen.

E. St.