

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 39 (1947)
Heft: 11-12

Artikel: Beitrag zur Theorie und Konstruktion gepanzerter Druckschächte
Autor: Hutter, A. / Sulser, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921865>

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: 18.02.2026

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

Beitrag zur Theorie und Konstruktion gepanzerter Druckschächte

Von A. Hutter und A. Sulser, dipl. Ingenieure der «Elektro-Watt», Elektrische und Industrielle Unternehmungen AG., Zürich

Bisher wurde die Panzerung von Druckschächten nach rein gefühlsmässigen Annahmen bemessen, wobei letztere oft durch Abpressversuche überprüft wurden. Es soll nun hier versucht werden, diese Bemessung auf rein statischem Wege durchzuführen, wobei jedoch die Kenntnis der Felseigenschaften erforderlich ist.

A. Einleitung

Der Druckschachtbau kann auf eine bereits zwanzigjährige Entwicklung zurückblicken. Eine der ersten Grossausführungen ist die des Achenseewerkes in Tirol. Die hydraulischen, betrieblichen und meist auch wirtschaftlichen Vorteile des Druckschachtes gegenüber einer offenen oder eingedeckten Druckleitung sichern ihm ein immer grösseres Anwendungsgebiet.

Die ersten Ausführungen wurden meist so dimensioniert, dass im Blech ohne Berücksichtigung der Entlastung durch den Fels die rechnerische Ringspannung etwa 2000 kg/cm^2 betrug, entsprechend der ungefähren unteren Fließsgrenze normaler Kesselbleche. Mit der Verbesserung der elektrischen Schweissmethoden ging man dann dazu über, die Panzerung im guten Fels und unter Vernachlässigung der entlastenden Wirkung des umgebenden Gesteins auf eine rechnerische Ringspannung bis zu 4000 kg/cm^2 zu dimensionieren, entsprechend der angenäherten Bruchspannung normaler Kesselbleche. Es musste also schon eine beträchtliche Entlastung des Bleches durch den Fels vorausgesetzt werden, wenn die tatsächlich vorhandene Ringspannung im Blech die zulässige nicht überschreiten sollte. Abpressversuche an auf diese Art dimensionierten Panzerungen im Schacht selber oder in besonderen Versuchsstollen haben denn auch ergeben, dass die tatsächlich vorhandene Ringspannung im Panzerungsblech die für dasselbe zulässige Spannung unter dem maximal möglichen Betriebsdruck (statischer Druck + Stosszuschlag) nicht überschritt. Eine derartige Dimensionierungsmethode ist natürlich sehr willkürlich, weil darin die Eigenschaften des Felsens gar nicht in Erscheinung treten. Heute herrscht die Tendenz vor, die Entlastung des Panzerungsbleches infolge Mitwirkung des Felsens genauer zu erfassen, um daraus die geringstmögliche Blechstärke ermitteln zu können. Die höhere Festigkeitslehre bot schon seit längerer Zeit die Grundlagen für die Ermittlung der Spannungen und daraus der Deformationen in einem durch einen Stollen durchbohrten, unendlich ausgedehnten, isotropen Material (Scheibenproblem). Der unmittelbaren Anwendung dieser Grundlagen auf den praktischen Stollenbau stand aber der vorerst unbekannte Einfluss von Rissen im Fels (ursprünglich vorhandene und später

durch den Innendruck entstandene) entgegen. Es wird deshalb in der nachfolgenden Ableitung versucht, auch diesen Einfluss angenähert zu erfassen. Die abgeleitete Beziehung für die tatsächlich auftretende Ringspannung wird dann an Hand eines ausgeführten Abpressversuches generell überprüft. Es wird vorerst allein die Ringspannung aus Innendruck bestimmt. Der Einfluss eines Aussendruckes auf die Panzerung (Einbeulen) wird daran anschliessend abgeschätzt.

B. Ableitung einer Beziehung für die tatsächlich vorhandene Ringspannung in der Panzerung.

1. Bezeichnungen:

Es sind hier nur die Bezeichnungen aufgeführt, welche nicht ohne weiteres aus den Abbildungen hervorgehen:

- ω_e = Wärmeausdehnungskoeffizient des Eisens,
- ω_b = Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons,
- ω_f = Wärmeausdehnungskoeffizient des Felsens,
- p = maximaler Betriebsdruck an einer bestimmten Stelle des Druckschachtes (= maximaler statischer Druck + Stosszuschlag),
- ΔK = Klaffung zwischen Panzerung und Beton, bzw. zwischen Beton und Fels,
- p_k = notwendiger Innendruck zur Überwindung der Klaffung ΔK ,
- ϵ_e = spezifische Dehnung des Eisens bei verhinderter Querkontraktion = $\frac{\sigma_e}{E_e} \cdot (1 - \nu_e^2)$
- E_e = Elastizitätsmodul des Panzerungsbleches,
- $\nu_e = \frac{1}{m_e} = 0,3$ im elastischen und $0,5$ im plastischen Bereich,
- m_e = Poissonsche Zahl für Eisen,
- σ_e = Ringspannung in der Panzerung,
- σ_{ek} = Ringspannung in der Panzerung im Moment der Überwindung der Klaffung ΔK ,
- Δ_e = gesamte radiale Dehnung der Panzerung,
- Δ'_e = radiale Dehnung der Panzerung nach Überwindung der Klaffung ΔK ,
- p_e = von der Panzerung allein aufgenommener Anteil der Druckdifferenz $p' = p - p_k$, nach Anliegen der Panzerung an den Fels,
- p_f = vom Fels aufgenommener Anteil der Druckdifferenz $p' = p - p_k$
- Δb = radiale Dehnung des Betonringes,
- ϵ_b = spezifische radiale Dehnung des Betons = $\frac{\sigma_b}{E_b}$,
- ϵ_f = spezifische radiale Dehnung des Felsens,

Δf = radiale Dehnung des Felsens,

$$v_f = \frac{1}{m_f} = 0,33 - 0,17,$$

m_f = Poissonsche Zahl für Fels,

σ_c = Ringspannung in der Panzerung nach Anliegen derselben an den Betonring und des letzteren an den Fels, d. h. nach Überwindung der gesamten Klaffung.

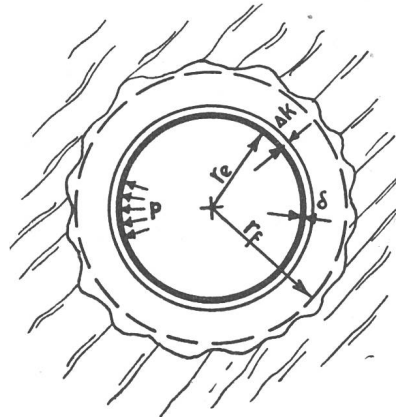
2. Ringspannung in der Panzerung

infolge Klaffung ΔK zwischen Panzerung und Beton

Unmittelbar nach dem Abbinden des Betons hinter der Panzerung liegt diese praktisch spannungslos am Beton. Nach Abfluss der Abbindewärme und nach vollzogenem allfälligem Schwinden wird eine Klaffung ΔK zwischen Panzerung und Beton bzw. zwischen Beton und Fels eintreten. Diese Klaffung wird im Betrieb, d. h. nach Füllung des Schachtes noch vergrößert werden, wenn das Wasser eine gegenüber dem Gestein niedrigere Temperatur aufweist. Ferner wird nach der ersten Unterdrucksetzung sowohl der Beton, als auch der Fels (dieser unter anderem infolge Schliessens ursprünglich schon vorhandener Risse) eine bleibende Deformation erleiden, die einer Vergrößerung der Klaffung gleichkommt. Für unsere Rechnung ist es bedeutungslos, ob die Klaffung zwischen Panzerung und Beton, oder zwischen Beton und Fels, oder gleichzeitig an beiden Orten stattfindet. Es ist natürlich schwer, den Anteil eines jeden der genannten Faktoren an der Gesamtgrösse der Klaffung abzuschätzen. Die Abbinde­temperatur im Beton dürfte ungefähr $20-25^\circ \text{C}$ betragen. Nach Abfluss der Abbinde­wärme wird sich wieder eine mittlere Temperatur einstellen. Es wird dann im allgemeinen eine Klaffung entsprechend einer Temperaturdifferenz im Blech von $10-15^\circ \text{C}$ vorhanden sein. Das Schwindmass wird nicht sehr gross sein, da der Beton in den meisten Fällen stark feucht bleibt.

Injektionen zwischen Panzerung und Beton bzw. zwischen Beton und Fels und in den Fels selbst werden

meist einen Teil der Klaffung aus Abbinde­wärme und Schwinden, eventuell auch aus plastischer Deformation von Fels und Beton zum Verschwinden bringen. Immerhin darf nicht ausser Acht gelassen werden, dass die Injektionen auch bei Einziehen von Lehren im Innern dünnwandiger Rohre nicht mit sehr grossen Drücken ausgeführt werden dürfen wegen der damit verbundenen Gefahr des Einbeulens. Ausserdem wird oft der Abstand zwischen den einzelnen Injektionsstellen zu gross gewählt. Auf jeden Fall wäre es aber riskiert, mit einem äusseren Gegendruck aus Injektionen auf die Panzerung zu rechnen. Nach Durchführung der Injektionen wird unter allen Umständen noch die Klaffung infolge Temperaturdifferenz zwischen Betriebswasser und der vor der Füllung vorhandenen Gesteinstemperatur zurückbleiben, ferner ein Teil der Klaffung aus plastischem Verhalten von Beton und Fels.



Eine vorsichtige Dimensionierung wird aber auch die verbessernde Wirkung der Injektionen nur als zusätzliche Sicherheit betrachten. Die Grösse der Klaffung kann im allgemeinen angenähert als zwischen den beiden nachfolgend überschlägig ermittelten Grenzen liegend angenommen werden:

	obere Grenze	untere Grenze
Aus Abbinde­wärme (nur Panzerung berücksichtigt)	$15^\circ \cdot \omega_c \cdot r_c$	0 (durch Injektionen aufgehoben)
Schwinden (nur radiales Schwinden berücksichtigt)	$10^\circ \cdot \omega_b \cdot (r_f - r_c) *$	0
Temperaturdifferenz zwischen Betriebswasser und anfänglicher Gesteinstemperatur (Abkühlung, Fels als radial gerissen betrachtet)	$\sim 15^\circ \cdot \omega_c \cdot r_c + 15^\circ \cdot \omega_f \cdot r_c \cdot 0,5$ ↓ (Panzerung) (Fels)	$\sim 10^\circ \cdot \omega_c \cdot r_c + \sim 10^\circ \cdot \omega_f \cdot r_c \cdot 0,3$
Plastisches Verhalten von Fels und Beton (Beton als Fels betrachtet)	$\sim 20\%$ der radialen Deformation von Fels u. Beton beim ersten Füllen $= \sim p_f \cdot \frac{1+v_f}{E_f} \cdot r_c \cdot 0,2$	0
Summe	$\Sigma \cong \Delta K_{max} = \text{ca. } 0,4\% \text{ von } r_c$	$\Sigma \cong \Delta K_{min} = \text{ca. } 0,15\% \text{ von } r_c$

* Unter ganz ungünstigen Umständen kann der Einfluss des Schwindens noch grösser sein.

Die radiale Dehnung eines freiliegenden Rohres unter gleichmässigem Innendruck beträgt:

$$\Delta_c = \varepsilon_c \cdot r_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot r_c \cdot (1 - \nu_c^2)$$

Dabei ist angenommen, dass die Rohrverkürzung aus Ringspannung verhindert ist (Versteifungsringe, Zentrierhülsen, Reibung).

σ_c kann nach der gewöhnlichen Kesselformel ermittelt werden zu:

$$\sigma_c = \frac{p \cdot r_c}{\delta}, \text{ womit } \Delta_c = \frac{p \cdot r_c^2}{E_c \cdot \delta} \cdot (1 - \nu_c^2)$$

Die Panzerung mit einer Klaffung ΔK gegenüber dem Beton wird einen Innendruck $p_k = \frac{\Delta K \cdot \delta \cdot E_c}{(1 - \nu_c^2) \cdot r_c^2}$ allein aufnehmen müssen, bis sie am Beton anliegt. Diesem entspricht eine Ringspannung:

$$\sigma_{ck} = \frac{\Delta K \cdot E_c}{(1 - \nu_c^2) \cdot r_c}$$

Für die Gesamtbeanspruchung der Panzerung aus einem Innendruck bedeutet σ_{ck} eine Vorspannung.

3. Ringspannung in der Panzerung nach Anliegen an den Beton

Dazu muss $p > p_k$ sein. $p' = p - p_k$.

a) Radiale Deformation der Panzerung nach Anliegen an den Beton:

Aus weiter oben folgt:

$$\Delta_c' = \frac{p_c \cdot r_c^2}{E_c \cdot \delta} \cdot (1 - \nu_c^2)$$

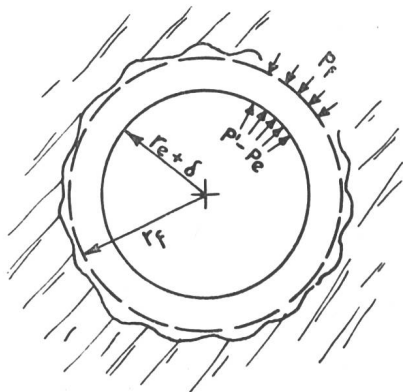
b) Radiale Deformation des Betonrings:

Der Beton wird als radial gerissen betrachtet. Es handelt sich dann bei der Deformation um eine bloße Kompression desselben.

$$p_f - (p' - p_c) \cdot \frac{r_c + \delta}{r_f} \cong (p' - p_c) \cdot \frac{r_c}{r_f}$$

Der radial gerissene Beton nimmt keine Ringzugspannung auf und folglich auch keinen Anteil am Innendruck. Er überträgt den Druck lediglich auf den Fels.

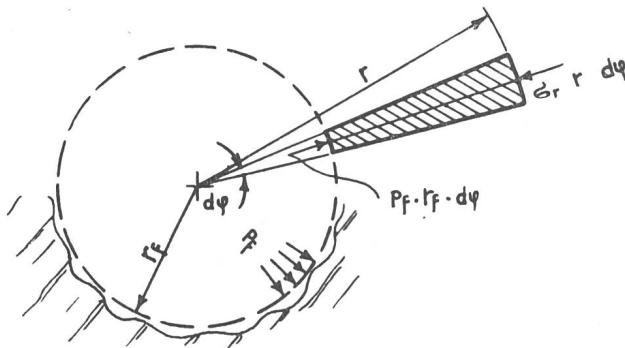
$$\Delta b = \varepsilon_b \cdot [r_f - (r_c + \delta)] \cong \varepsilon_b \cdot (r_f - r_c) = \frac{p' - p_c}{2 \cdot E_b \cdot r_f} \cdot (r_f^2 - r_c^2)$$



c) Radiale Deformation des Felsens:

Zur Ermittlung der radialen Deformation des Felsens können verschiedene Annahmen getroffen werden:

a) Annahme radialer Risse bis ins ∞ , $E_f = \text{konstant}$.



Infolge der Annahme durchgehender radialer Risse tritt keine tangential Zugspannung auf.

Aus Gleichgewichtsgründen folgt:

$$\sigma_r = \frac{p_f \cdot r_f}{r} \text{ (hyperbolischer Verlauf)}$$

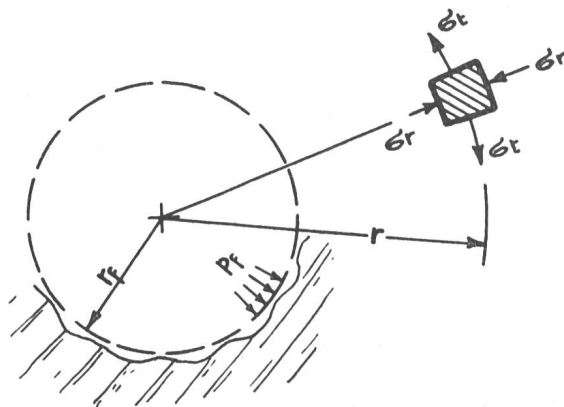
$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_r}{E_f} = \frac{p_f \cdot r_f}{E_f \cdot r}$$

$$\Delta f = \int_{r_f}^r \varepsilon_r \cdot dr = \frac{p_f \cdot r_f}{E_f} \cdot \int_{r_f}^r \frac{dr}{r} = \frac{p_f \cdot r_f}{E_f} \cdot \ln \left(\frac{r}{r_f} \right)$$

Daraus folgt, dass für eine unendlich grosse Felsüberlagerung ($r = \infty$) die radiale Dehnung des Felsens $\Delta_f = \infty$ würde. Die Annahme radialer Risse bis ins Unendliche ist offenbar nicht gerechtfertigt, da in Wirklichkeit die Grösse der Deformation sicher nicht mit der Grösse der Überlagerung zunehmen wird. Wir kommen daher zwangsläufig zu der Annahme, dass der Fels in der Lage sei, Ringzugspannungen aufzunehmen.

β) Annahme eines vollkommen isotropen, zugfesten Felsens, $E_f = \text{konstant}$.

(Scheibenproblem der höheren Festigkeitslehre)



Die Spannungen im Abstand r betragen:

$$\text{Radialspannung: } \sigma_r = + p_f \cdot \frac{r_f^2}{r^2} \text{ (Druck)}$$

$$\text{Tangentialspannung: } \sigma_t = - p_f \cdot \frac{r_f^2}{r^2} \text{ (Zug)}$$

(Siehe auch Föppl: Drang und Zwang, 3. Aufl., 1. Bd., Seite 291)

$$\Delta f = \int_{r_f}^{r=\infty} \varepsilon_r \cdot dr = \int_{r_f}^{r=\infty} \frac{1}{E_f} \cdot [(1 - \nu_f^2) \cdot \sigma_r - \nu_f \cdot (1 + \nu_f) \cdot \sigma_t] \cdot dr$$

$$\Delta f = p_f \cdot \frac{(1 + \nu_f) \cdot r_f^2}{E_f} \cdot \int_{r_f}^{r=\infty} \frac{dr}{r^2} = p_f \cdot \frac{1 + \nu_f}{E_f} \cdot r_f$$

Im Gegensatz zu dem unter $a)$ erhaltenen Resultat ergibt sich hier für eine unendlich grosse Felsüberlagerung eine endliche Dehnung. Die hier getroffene Annahme vollkommen zugfesten Felsens ist aber zu günstig. Man erhält also aus $\beta)$ zu kleine Werte Δf . Wir versuchen daher unter $\gamma)$ einen angenäherten Ausdruck für Δf zu entwickeln, der für teilweise gerissenen Fels gültig ist.

$\gamma)$ Fels teilweise radial gerissen. $E_f = \text{konstant}$.

Für vollständig radial gerissenen Fels erhielten wir unter $a)$:

$$\sigma_t = 0$$

$$\sigma_r = + \left(\frac{r_f}{r} \right)^1 \cdot p_f$$

Für vollständig zugfesten Fels unter $\beta)$:

$$\sigma_t = - \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 \cdot p_f$$

$$\sigma_r = + \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 \cdot p_f$$

Es liegt nun nahe, für einen teilweise gerissenen Felsen einen zwischen 1 und 2 liegenden Exponenten γ des Klammerausdruckes $\left(\frac{r_f}{r} \right)$ zu wählen.

Dieser Ansatz kann nicht streng mathematisch bewiesen werden, und zwar aus den folgenden Gründen: Der gerissene Fels ist nicht mehr isotrop, da die Risse willkürlich über die ganze Scheibenausdehnung verteilt sind und in ihrer Ausdehnung variieren. Der Ansatz gibt also nur ein durchschnittliches Verhalten des anisotropen Materials wieder. Wir schreiben nun:

$$\sigma_t = - p_f \cdot \left(\frac{r_f}{r} \right)^\gamma \cdot (\gamma - 1)$$

[Der Faktor $(\gamma - 1)$ ist notwendig zur Erfüllung der Randbedingungen.]

$$\sigma_r = + p_f \cdot \left(\frac{r_f}{r} \right)^\gamma$$

$$\begin{aligned} \Delta f &= \int_{r_f}^{r=\infty} \varepsilon_r \cdot dr = \int_{r_f}^{r=\infty} \frac{1}{E_f} \cdot [(1 - \nu_f^2) \cdot \sigma_r - \nu_f \cdot (1 + \nu_f) \cdot \sigma_t] \cdot dr = \\ &= \frac{p_f \cdot r_f^\gamma}{E_f} [1 - \nu_f^2 + \nu_f \cdot (1 + \nu_f) \cdot (\gamma - 1)] \int_{r_f}^{r=\infty} \frac{dr}{r^\gamma} = \\ &= \frac{p_f \cdot r_f^\gamma}{E_f \cdot (\gamma - 1)} \cdot (1 + \nu_f) \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \end{aligned}$$

d) Lösung der Elastizitätsgleichung:

Elastizitätsbedingung:

$$\Delta e' = \Delta e_b + \Delta f$$

Gleichgewichtsbedingung:

$$p' = p_e + p_f \cdot \frac{r_f}{r_e}; \quad p_f = (p' - \underbrace{\sigma_e' \cdot \frac{\delta}{r_e}}_{p_e}) \cdot \frac{r_e}{r_f}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_e' \cdot r_e}{E_e} \cdot (1 - \nu_e^2) &= (p' - \sigma_e' \cdot \frac{\delta}{r_e}) \cdot \frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \\ &+ \frac{(p' - \sigma_e' \cdot \frac{\delta}{r_e}) \cdot r_e}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_e' \cdot \left[\frac{r_e}{E_e} \cdot (1 - \nu_e^2) + \frac{\delta}{r_e} \cdot \frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{\delta}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot \right. \\ \left. \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \right] &= p' \cdot \left[\frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{r_e}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot \right. \\ \left. \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \right]; \quad p' &= p - p_k \end{aligned}$$

$$\sigma_e' = \frac{\frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{r_e}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma)}{\frac{r_e}{E_e} \cdot (1 - \nu_e^2) + \frac{\delta}{r_e} \cdot \frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{\delta}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma)} \cdot (p - p_k)$$

4. Superposition der Ringspannungen

Aus dem Vorstehenden ist ersichtlich, dass man bei der Berechnung von σ_e zwei Bereiche unterscheiden muss:

$$p \leq p_k: \quad \sigma_e = \frac{p \cdot r_e}{\delta}$$

$$p > p_k: \quad \sigma_e = \frac{\Delta K \cdot E_e}{(1 - \nu_e^2) \cdot r_e} + (p - p_k) \cdot$$

$$\frac{\frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{r_e}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma)}{\frac{r_e}{E_e} \cdot (1 - \nu_e^2) + \frac{\delta}{r_e} \cdot \frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} + \frac{\delta}{E_f} \cdot \frac{1 + \nu_f}{\gamma - 1} \cdot (1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma)}$$

$$\text{wobei: } p_k = \frac{\Delta K \cdot \delta \cdot E_e}{(1 - \nu_e^2) \cdot r_e^2}$$

Man kann auch den Einfluss eines mit der Spannung variablen Elastizitätsmoduls erfassen, z. B. nach dem Gesetz von Bach:

$$E_f = E_0 \cdot \sigma^{-\alpha}$$

Man gelangt auch auf diese Weise zu einer Beziehung für σ_e , die jedoch wesentlich komplizierter ist und keine Vorteile bietet. Wir haben auch den Einfluss einer endlichen Überlagerung untersucht, indem wir den Fels als ein dickwandiges Rohr auffassten. Das Formänderungsglied des Felsens erhält dadurch einen Vergrößerungsfaktor, der aber schon für kleine Überlagerungen, wie sie praktisch nicht in Frage kommen, ~ 1 wird.

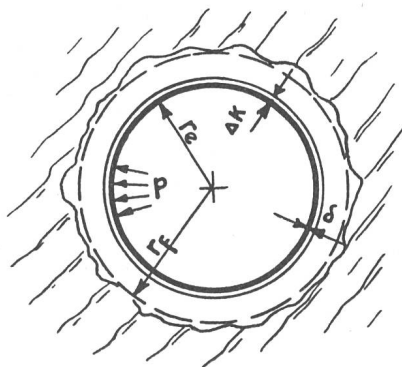
Wir können nun die obenstehende Formel noch wesentlich vereinfachen, indem wir setzen:

$$p = \frac{(\gamma - 1) \cdot (1 - \nu_e^2) \cdot E_f}{(1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \cdot (1 + \nu_f) \cdot E_e}$$

dann wird für $p > p_k$:

$$\sigma_e = \frac{(r_f^2 - r_e^2) \cdot E_e}{2 E_b \cdot r_f \cdot (1 - \nu_e^2)} \cdot \Psi + r_e \cdot \frac{E_e}{r_e \cdot \Psi + \frac{\delta}{r_e} \cdot \frac{E_e}{(1 - \nu_e^2)}} \cdot \frac{r_f^2 - r_e^2}{2 E_b \cdot r_f} \cdot \Psi + \delta \cdot (p - p_k) + \frac{\Delta K \cdot E_e}{(1 - \nu_e^2) \cdot r_e}$$

5. Beispiel einer Spannungsberechnung für eine in Projektierung begriffene Anlage. Aufstellung von Gebrauchsformeln



$$\begin{aligned} r_e &= 120 \text{ cm} & E_e &= 2,15 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ r_f &= 135 \text{ cm} & \delta &= 1,1 \text{ cm} \\ E_b &= 200\,000 \text{ kg/cm}^2 & \nu_e &= 0,3 \\ \nu_f &= 1/6 & E_f &= 200\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma &= 1,5 \text{ (Annahme)} & p &= 34,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta K &= 0,35^{0/00} \text{ von } r_e = 0,04 \text{ cm} & &= p_{stat} \cdot 1,2 \end{aligned}$$

$$p_k = \frac{0,04 \cdot 1,1 \cdot 2,15 \cdot 10^6}{120^2 \cdot 0,91} = 7,23 \text{ kg/cm}^2, \text{ also } p > p_k.$$

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \frac{0,04 \cdot 2,15 \cdot 10^6}{0,91 \cdot 120} + 27,27 \cdot \frac{7,07 \cdot 10^{-5} + 128,2 \cdot 10^{-5}}{5,08 \cdot 10^{-5} + 6,48 \cdot 10^{-7} + 1,17 \cdot 10^{-5}} = 790 + 590 = \\ &= 1380 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

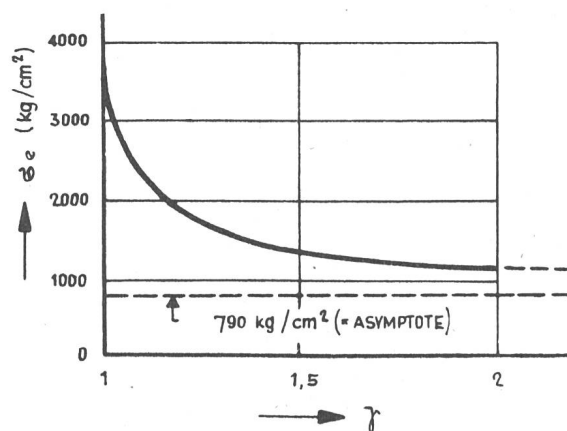
Die beiden, den Einfluss des Betons wiedergebenden Summanden $7,07 \cdot 10^{-5}$ und $6,48 \cdot 10^{-7}$ sind im Verhältnis zu den anderen Summanden klein. Der Fehler, der dadurch gemacht wird, dass man den Betonring

dem Fels gleichsetzt, ist gering. Wir schreiben daher den Ausdruck für σ_e einfach folgendermassen:

$$\begin{aligned} p &\leq p_k: \sigma_e = \frac{p \cdot r_e}{\delta} \\ p &> p_k: \sigma_e = \frac{\Delta K \cdot E_e}{(1 - \nu_e^2) \cdot r_e} + (p - p_k) \cdot \frac{r_e}{\Psi \cdot r_e + \delta} \\ \text{wobei: } \Psi &= \frac{(\gamma - 1) \cdot (1 - \nu_e^2) \cdot E_f}{(1 - 2\nu_f + \nu_f \cdot \gamma) \cdot (1 + \nu_f) \cdot E_e} \text{ und} \\ p_k &= \frac{\Delta K \cdot \delta \cdot E_e}{(1 - \nu_e^2) \cdot r_e^2} \end{aligned}$$

Gebrauchsformeln

Darstellung der Abhängigkeit σ_e von γ für das oben gerechnete Beispiel:



6. Anwendung der vereinfachten Formel auf einen Abpressversuch im Fenster Rieseten des Kraftwerkes Innertkirchen. Vgl. SBZ, Sonderdruck, Band 120, Nr. 3—6.

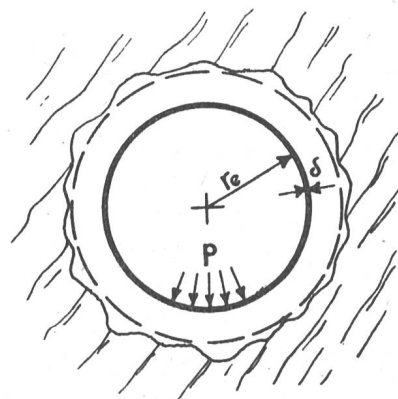
Bei diesem Versuch wurde festgestellt, dass der Anteil des Felsens $p_f = 130 \text{ kg/cm}^2$ betrug.

Die Klaffung dürfte gering gewesen sein (Wassertemperatur wenig verschieden von der Gesteinstemperatur, Schwinden nicht vollendet, Plastizität noch nicht voll in Erscheinung getreten).

Wir nehmen näherungsweise $\Delta K = 0,0001 \cdot r_f$ an.

E_f = mittlerer Elastizitätsmodul des Felsens (Granit) wird zu $250\,000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen.

$$\begin{aligned} r_e &= 110 \text{ cm} \\ p &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \delta &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$



Mit diesen Annahmen ergibt sich:

$$\gamma = 1,69$$

Für einen einigermaßen guten Felsen, für den ein Druckschacht überhaupt in Frage kommt, wird γ kaum unter 1,4 sinken.

7. Diagramme

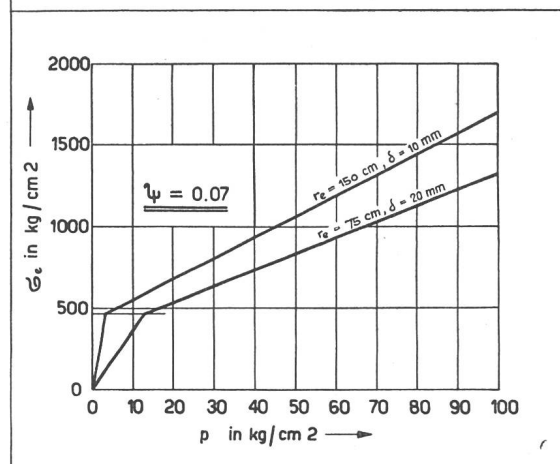
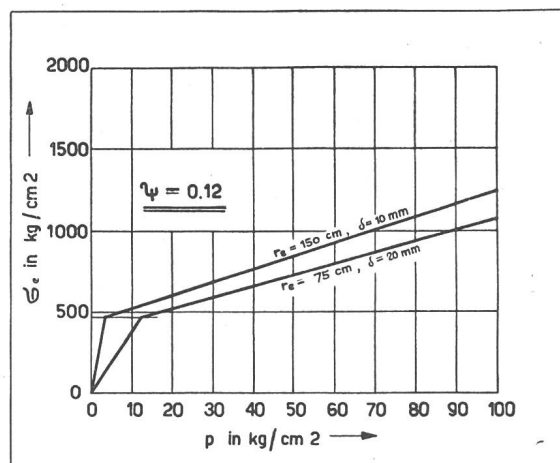
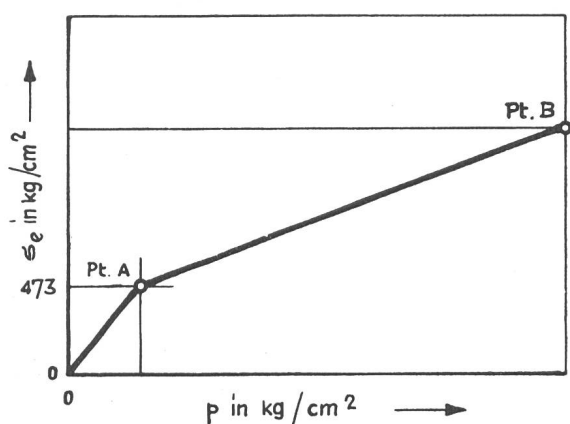
Den nachstehenden Diagrammen sind die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

$$\nu_f = 1/6$$

$$\nu_e = 0,3 \text{ (auch im plastischen Bereich)}$$

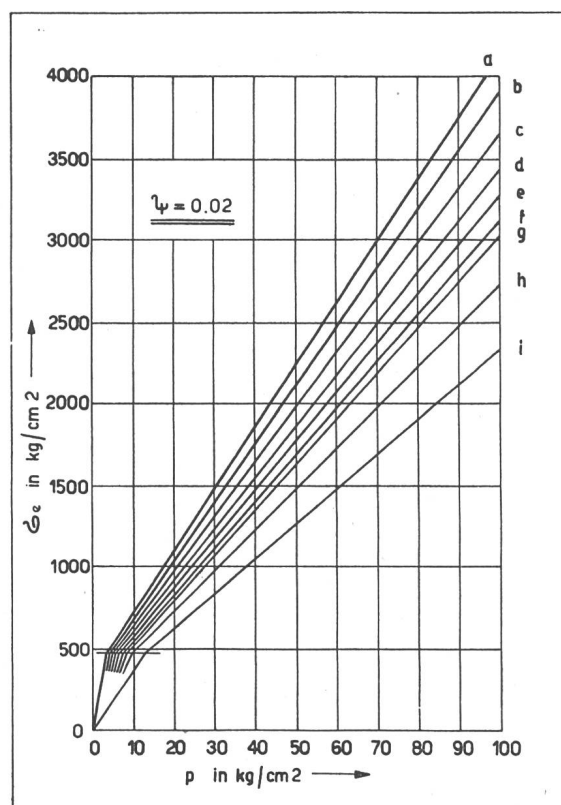
$$E_e = 2,15 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta K = 0,20 \text{ } 0/100 \text{ von } r_e$$



Tabellenwerte für die graphische Darstellung der Funktion $\sigma_e = f(\psi, p, r_e, \delta)$.

ψ	r_e cm	δ mm	Pt. A		Pt. B	
			p kg/cm ²	σ_e kg/cm ²	p kg/cm ²	σ_e kg/cm ²
$\psi = 0,02$	75	10	6,30	473	100	3283 e
	75	15	9,45	473	100	2738 h
	75	20	12,60	473	100	2344 i
	100	10	4,73	473	100	3648 c
	100	15	7,11	473	100	3123 f
	100	20	9,45	473	100	2738 h
	125	10	3,79	473	100	3908 b
	125	15	5,68	473	100	3428 d
	125	20	7,58	473	100	3038 g
$\psi = 0,07$	150	10	3,15	473	100	4108 a
	150	15	4,73	473	100	3648 c
	150	20	6,30	473	100	3283 e
$\psi = 0,12$	75	20	12,60	473	100	1379
	150	10	3,15	473	100	1735
$\psi = 0,12$	75	20	12,60	473	100	1068
	150	10	3,15	473	100	1238



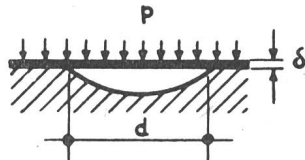
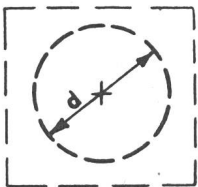
Man sieht sofort, dass bei guten Felsverhältnissen ($\gamma \cong 2$, $E_f \cong 200\,000 \text{ kg/cm}^2$) die Spannung in der Panzerung praktisch von r_f und δ unabhängig wird. In diesem Falle wird also:

$$\sigma_e \cong \sigma_k + (p - p_k) \cdot \frac{E_e \cdot (1 + \nu_f)}{E_f}$$

In dieser Formel erkennt man besonders deutlich, dass die Spannung in der Panzerung um so kleiner wird, je kleiner der Elastizitätsmodul des Panzerungsmaterials ist. Dieser Umstand würde also einer Panzerung aus besonders dehnungsfähigem Material den Vorzug geben (Al, Cu, Zn usw.).

Für die Ableitung unserer Formel wurde eine vollständig gleichmässige Hinterfüllung vorausgesetzt. Jeder Hohlraum hinter der Panzerung (z. B. Kiesnester infolge Entmischung bei zu starkem Vibrieren des nassen Betons) führt auch bei kleinen Abmessungen derselben zu beträchtlichen Zusatzspannungen. Wir versuchen diese im folgenden abzuschätzen, unter der Annahme, dass das Kiesnest kreisförmig begrenzt sei, und dass sein Durchmesser klein sei gegenüber dem Rohrdurchmesser. Das Blech über dem Loch wirkt dann ungefähr wie eine kreisförmige, eingespannte Platte, gleichmässig belastet durch den vollen Innendruck.

Hiefür gilt nach Föppl, «Drang und Zwang», 3. Auflage, 1. Bd., Seite 168:



$$\sigma = 0,75 \cdot p \cdot \frac{d^2}{4 \delta^2} = 0,1875 \cdot p \cdot \frac{d^2}{\delta^2}$$

Dieser Ausdruck gilt nur bis zur Proportionalitätsgrenze, und ist im plastischen Bereich zu ungünstig (Hängeblechwirkung).

Wenn wir in unserem unter 5. behandelten Beispiel infolge dieser sekundären Wirkung eine Zusatzspannung von 400 kg/cm^2 zulassen wollen, erhalten wir einen zulässigen Durchmesser eines Kiesnestes von:

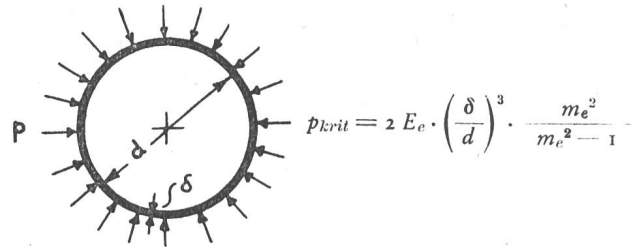
$$d_{zul} = \sqrt{\frac{\sigma \cdot \delta^2}{p \cdot 0,1875}} = 8,65 \text{ cm}$$

Derartige Kiesnester können aber sehr leicht auftreten.

Weitere Zusatzspannungen ergeben sich durch Anisotropie des Felsens (E_f = variabel längs des Umfangs) und durch Abweichung der Rohrform vom Kreis.

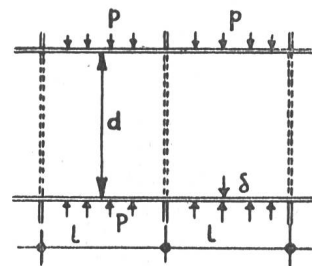
Man sieht also, dass einer äusserst sorgfältigen Hinterfüllung grösste Bedeutung zukommt. Ist die Lochtiefe gering, so wird nach Erreichen der Fließgrenze das Blech wieder anliegen und die Gefahr eines Bruchs ist gering. Besitzt das Loch jedoch eine genügende Tiefe, so kann an den Lochrändern die Bruchdehnung erreicht werden. Die Gefahr eines Bruches ist somit bei dünnen Blechen naturgemäss grösser als bei dickwandigen, woraus sich allein schon die Anwendung allzu dünner Bleche verbietet. Im Falle eines Bruches der Panzerung wird sich in einem grösseren Umkreis des Schachts der volle Wasserdruck einstellen und dann bei einer raschen Entleerung die dünne Panzerung eindrücken. Ein solcher Aussendruck kann auch allein durch vorhandenes Bergwasser entstehen.

Für ein freies, kreisförmiges, nicht ausgesteiftes Rohr ist der kleinste Aussendruck, unter dem es einbeult:



$$p_{krit} = 2 E_e \cdot \left(\frac{\delta}{d} \right)^3 \cdot \frac{m_e^2}{m_e^2 - 1}$$

Dieser kritische Aussendruck ist für normale Verhältnisse sehr klein. Durch Aussteifungen (z. B. aufgeschweisste Flacheisenringe) kann er jedoch wesentlich erhöht werden. Man rechnet in diesem Fall nach der allgemeinen Formel von Mises (Föppl, «Drang und Zwang», 2. Auflage, 2. Bd., Seite 372):



$$p_{krit} = \frac{2 E_e}{(n^2 - 1) \cdot \left[1 + \left(\frac{2 n \cdot l}{\pi \cdot d} \right)^2 \right]^2} \cdot \frac{\delta}{d} + \frac{2 E_e \cdot m_e^2}{3 \cdot (m_e^2 - 1)} \cdot \left(\frac{\delta}{d} \right)^3 \cdot \left[n^2 - 1 + \frac{2 n^2 - \frac{m_e + 1}{m_e}}{1 + \left(\frac{2 n \cdot l}{\pi \cdot d} \right)^2} \right]$$

Darin bedeutet n diejenige ganze Zahl, für die p_{krit} ein Minimum wird. Dieser Wert n ist in der erwähnten Literatur tabelliert enthalten.

Es ist fraglich, wie weit die Theorie des Knickens eines freien Rohres auf eine Druckschachtpanzerung übertragen werden kann. Sicher wird für ein gleich ausgesteiftes Rohr der kritische Aussendruck nicht kleiner sein. Das Problem des Einbeulens einer Druckschachtpanzerung unter gleichmässigem oder rein örtlichem Aussendruck ist unseres Wissens bisher noch nicht gelöst.

Auch eine doppelwandige Panzerung mit Betonfüllung zwischen den Panzerringen würde gestatten, grossen äusseren Drücken zu begegnen. Es könnten damit bedeutende positive und negative Momente aufgenommen werden, sofern das Zusammenwirken zwischen den beiden Panzerringen und der Betonfüllung gewährleistet ist (Dübel). Zudem wären auch Injektionen mit hohen Drücken in das umliegende Gestein möglich. Aus letzterem Grunde wurde

bei der Verteilung des Kraftwerkes Innertkirchen eine solche Lösung angewendet.

Unter allen Umständen muss grösstes Gewicht auf eine einwandfreie Hinterfüllung gelegt werden. Die beste Gewähr dafür wäre gegeben bei senkrechter Anordnung des Druckschachts und bei Verwendung von Mörtel an Stelle von Beton.

8. Schlussbemerkungen

Es ist klar, dass sich nicht der ganze Problemkomplex des gepanzerten Druckschachtes durch Aufstellung einer Formel lösen lässt. Viele Faktoren, vor allem die Eigenschaften des umliegenden Gesteins, können nicht mit Sicherheit mathematisch erfasst werden. In diesem Zusammenhang wäre es höchst wünschenswert, wenn Betriebserfahrungen an ausgeführten Druckschächten bekanntgegeben würden.

Wasser- und Elektrizitätsrecht, Wasserkraftnutzung, Binnenschifffahrt

Wasserkräfte der Dranse de Bagnes

Das Kantonale Baudepartement des Kantons Wallis gibt bekannt, dass der Konzessionär für die Wasserkräfte der Dranse de Bagnes, der die Verlängerung der Konzession verlangt, die «Société des Forces motrices du Val de Bagnes», vertreten durch Ing. Albert Maret, ist.

Ausnützung der Wasserkräfte der Salanfe

Die «Energie de l'Ouest Suisse» (EOS) hat beim Baudepartement des Kantons Wallis das Projekt für die Ausnützung der Wasserkräfte der Salanfe aufgelegt.

Wasserkräfte der Lienne

Das Departement der öffentlichen Arbeiten des Kantons Wallis teilt am 25. November 1947 mit, dass es von der Schweiz. Elektrizitäts- und Verkehrsgesellschaft in Basel das Gesuch um Anerkennung der Konzession für die Ausnützung der Wasserkräfte der Lienne und ihrer Nebenflüsse durch die Gemeinden Ayent und Iogne erhalten habe. Die Gewässer sind von ihren Quellen bis zum Wehr des Kraftwerkes Lienne II verliehen worden. Gleichzeitig teilt das Departement mit, dass die genannte Gesellschaft ein Projekt über die Ausnützung der Lienne eingereicht habe.

Die Ausnützung der Greina-Wasserkräfte

Das Syndikat Greina-Wasserkräfte teilt am 24. Oktober 1947 mit:

Das Syndikat Greina-Wasserkräfte (Nord) hat in seiner Sitzung vom 22. Oktober 1947 in Chur von der Pressemitteilung des Konsortiums Blenio-Wasserkräfte vom 10. Oktober 1947 Kenntnis genommen. Es stellt fest, dass die darin enthaltenen Ausführungen in der Öffentlichkeit zu Missverständnissen Anlass geben können.

Nachdem nun aber zwischen den Delegationen der Syndikate Greina-Wasserkräfte und Blenio-Wasserkräfte bereits Verhandlungen über den gemeinsamen Ausbau der Greina nach Norden und nach Süden (Blenio) in einer

Gesellschaft eingeleitet sind, erachtet es das Syndikat Greina-Wasserkräfte für zweckmässig, auf diese Veröffentlichung nicht weiter einzutreten, denn solche Auseinandersetzungen wären nur geeignet, die Zusammenarbeit zu erschweren.

Das Syndikat Greina-Wasserkräfte (Nord) hat sich heute mit einer Eingabe an das eidgenössische Post- und Eisenbahndepartement gewandt und darin seinem Verständigungswillen zu gemeinsamem Vorgehen beim Ausbau der kombinierten Greina-Werke Nord/Süd Ausdruck gegeben.

Engadiner Kraftwerke und Nationalpark

Mitteilung des Kleinen Rates des Kantons Graubünden

Der geplante Bau des Speicherwerkes Inn-Spöl wird von den Engadiner Gemeinden und der Bündner Regierung einmütig befürwortet und auch von weiten Kreisen des Schweizervolkes sowie von der Stadt Mailand und Italien lebhaft begrüsst. Opposition bereiten dem grossen Werke gewisse Naturschutzgruppen. Wiewohl das Konsortium für Engadiner Kraftwerkprojekte sachlich blieb und belegbare Darstellungen gab, liessen sich extreme Vertreter der Naturschutzidee kürzlich in der Öffentlichkeit zu unhaltbaren Behauptungen hinreissen. Diese veranlassen den Kleinen Rat des Kantons Graubünden zu folgenden Feststellungen:

1. Die Speicherwerk-Gruppe Inn-Spöl, welche in drei Zentralen zwei Stufen des Inn und den Spöl nutzen wird, stellt die zweckmässigste Nutzungsmöglichkeit der heute leider völlig brachliegenden grossen Wasserkräfte des Inn bis Tarasp dar. Sie vermag im Jahre über 900 Mio kWh zu erzeugen, wovon rund 800 Mio kWh der Schweiz zustehen. Der gesamte Winterenergieanteil, welcher gegen 400 Mio kWh beträgt, hätte genügt, um unserem Lande im trockenen Winter 1946/47 alle Stromeinschränkungen zu ersparen.

Schweizerischerseits interessiert sich ein grosses Unternehmen der allgemeinen Energieversorgung um die Nutzung.