

Zur Berechnung von Druckschächten

Autor(en): **Büchi, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **77/78 (1921)**

Heft 6

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-37218>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Zur Berechnung von Druckschächten. — Wettbewerb für ein Bezirksspital in Biel. — Internationaler Wettbewerb „Basel-Bodensee“. — Von der Holzwarth-Gasturbine. — Miscellanea: Die Erweiterungsbauten der Berliner Universität. Ueber Elektrotechnik. Autogene Schweißung im Eisenbetonbau. Eidgenössische Technische

Hochschule. Internationale Rheinregulierungs-Kommission. — Konkurrenzen: Bebauungsplan für Aarberg. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Bündnerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. — Stellenvermittlung.

Band 77. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 6.

Zur Berechnung von Druckschächten.

Von J. Büchi, beratender Ingenieur, Zürich.

In neuerer Zeit sind an Stelle von Druckleitungen bei Wasserkraftwerken da und dort Druckschächte im Fels erstellt worden, die eine innere Blechauskleidung erhielten. Es sei hier an den Druckschacht des Schnalstalwerkes bei Meran von 318 m maximalem Wasserdruck und 1,50 m Durchmesser erinnert (siehe Ludin, Wasserkräfte, S. 1180). In neuern Projekten will man mit der Anwendung von Druckschächten auf noch viel höhere Wasserdrücke gehen. Der Grund für diese Projektierung von Druckschächten an Stelle von Druckleitungen liegt wohl in den meisten Fällen darin, dass man dadurch an Kosten zu sparen hofft. Es scheint auf den ersten Blick klar zu sein, dass man in standfestem und ordentlich gutem Fels die innere Blechröhre viel schwächer zu bemessen braucht, als bei offenen oder in Erde verlegten Druckleitungen. Man kann erwarten, dass der umgebende Fels in irgend einer Weise mithilft, dem innern Wasserdruck zu widerstehen und dass dadurch das Eisenrohr teilweise entlastet wird. Der Wunsch nach einer Ersparnis an Eisen drängt sich besonders auf in gegenwärtiger Zeit mit den ausserordentlich gesteigerten Eisenpreisen. Die Eisenpreise sind heute viel stärker gestiegen als die Löhne, und auch die Preissteigerung von Zement und Sprengstoffen ist grösser als jene der Handarbeit. Es liegt somit der Gedanke nahe, eine Lösung zu suchen, bei der man Eisen sparen und eher etwas mehr Arbeit zusetzen kann, und diese Lösung scheint bei der Ausführung von Druckschächten an Stelle von offenen Druckleitungen gefunden zu sein. In dieser Absicht ist z. B. vom Elektrisierungsamte der deutsch-österreichischen Staatsbahnen die Ausführung eines Druckschachtes am Spullerseewerk geprüft worden, und der Verfasser hatte Gelegenheit, diese Frage im Frühjahr 1920 zu begutachten. Da das Problem von etwas allgemeinerem Interesse ist, wird das Ergebnis der Untersuchung, soweit es sich nicht auf die genannten speziellen Verhältnisse bezieht, nachstehend auszugeweiht wiedergegeben. Es dürfte dem Problem zugute kommen, wenn es auch von anderer Seite eingehend behandelt würde und wenn daraus vorerst wenigstens eine gewisse Abklärung in der Frage der Kräftewirkung hervorginge. Das gleiche Problem ist auch im Druckstollenbau zur Diskussion gestellt.

Nicht näher behandelt ist der Fall, wo ein Druckschacht wegen der Unmöglichkeit der Ausführung einer offenen oder eingedeckten Druckleitung sich aufdrängt, wo somit die Frage der Wirtschaftlichkeit des Bauwerks an sich zunächst in den Hintergrund tritt.

Die Behandlung teilt sich in folgende Abschnitte: I. Allgemeiner Bauvorgang und Klarstellung der einzelnen Probleme; II. Berechnung des Einflusses des innern Wasserdrucks allein; III. Einfluss des Schwindens des Betons; IV. Temperatureinfluss; V. Ungenügende Anbetonierung; VI. Längs- und Rundnähte; VII. Entleerung des Rohres; VIII. Gebirgsdruck; IX. Abrosten; X. Zusammenfassung und Kostenvergleich.

I. Allgemeiner Bauvorgang und Klarstellung der einzelnen Probleme.

Es wird sich praktisch zumeist um mehr oder weniger schräge, seltener um vertikale Druckschächte handeln; denn es sind hier jene Fälle ins Auge gefasst, bei denen der innere Wasserdruck etwa einer Wassersäule von 50 bis 1000 m Höhe entspricht. Es wird sich ferner aus wirtschaftlichen Gründen zumeist auch nur um Schächte von mehr als 1 m Lichtweite handeln können, und die Blech-

stärke wird hierbei innert den Grenzen von etwa 7 bis 30 mm liegen. Es handelt sich also um im Verhältnis zum Durchmesser sehr lange Rohre, und um Wandstärken, die im Verhältnis zum Durchmesser gering sind, d. h. weniger als 3% desselben betragen. Der Druckschacht wird bergmännisch ausgesprengt werden. Der Hohlraum zwischen dem in einzelnen Stössen zu montierenden Eisenrohr und dem ausgebrochenen rohen Schacht wird mit Zementmörtel oder Zementbeton möglichst satt ausgefüllt. Diese Mörtel- oder Beton-Ummantelung des Eisenrohres kann mit einer Stärke von mindestens 30 cm angenommen werden, weil dies für die Ausführung nötig ist. Ein Auspressen dieses Betonmantels und seiner Umgebung mit flüssigem Zementmörtel ist unerlässlich. Das so hergestellte umhüllte Rohr wird am obern Ende mit dem Wasserschloss, bezw. dem Zuleitungstollen, und am untern Ende mit den eisernen Rohrsträngen verbunden, die zu den Turbinen führen. Auf diese Anschlüsse, die sehr sorgfältig durchzurechnen und auszuführen sind, sei hier nicht näher eingegangen. Dieser mit dem Eisenrohr ausgekleidete Druckschacht wird mit Wasser gefüllt, und es ist dann aus den jeweiligen besonderen Verhältnissen des Turbinenbetriebes zu bestimmen, welchen maximalen Druck das Rohr an den einzelnen Punkten seiner Länge auszuhalten hat; die so ermittelten maximalen Wasserpressungen sind den Berechnungen zu grunde zu legen. Diese maximalen Pressungen werden zumeist über dem maximalen statischen Wasserdruck im Ruhezustande liegen. Die Montage des eisernen Rohres wird in der Regel unter ziemlich gleichbleibender Temperatur vor sich gehen, die etwa um 10° C. herum liegt. Die Temperatur des das Rohr durchströmenden Wassers wird zumeist über 1° C. liegen und für unsere Verhältnisse 15° C. kaum überschreiten.

In diesem Druckschacht treten nun bei der Herstellung und im Betrieb, wobei auf die gelegentliche Entleerung des Rohrs Rücksicht zu nehmen ist, Materialbeanspruchungen etwa nach folgenden Grundsätzen auf. Auf die Einzelheiten wird später näher eingetreten.

1. Die eingesetzten leeren Rohrstücke sind nach der erfolgten Ausrichtung und vor der Hinterfüllung mit Beton als praktisch spannungslos zu betrachten.

2. Auch solche Spannungen, die infolge des Gewichts des umhüllenden Betons vor dem Abbinden entstehen, sind wegen ihrer Geringfügigkeit ebenfalls zu vernachlässigen; bei dünnen Blechen ist das Rohr vor der Umbetonierung natürlich kreisrund auszurichten und zu verspannen.

3. Durch das Abbinden und Erhärten des Betons schwindet dieser. Er zieht sich zusammen, löst sich vom Fels und erzeugt im Rohr eine Druckspannung, sofern er beim Einstampfen genügend satt am Rohr anlag.

4. Durch das nachfolgende Einpressen von Zementmörtel hinter das Rohr werden die durch Einsacken des feuchten Betons entstandenen örtlichen Loslösungen des Betons vom Fels und vom Rohr im wesentlichen wieder aufgefüllt; ebenso werden die durch Schwindung entstandenen Hohlräume ausgefüllt, sofern die Einpressung von Zementmörtel erst nach der Hauptperiode des Schwindens, schätzungsweise nach den ersten vier Wochen erfolgt.

5. Wird das Rohr mit Wasser gefüllt, dann tritt infolge des innern Wasserdrucks die hauptsächlichste Beanspruchung der Materialien auf. Dieser innere Druck W_i wirkt zunächst auf das Eisenrohr und dehnt es radial aus, wobei Zugspannungen in der Richtung des Kreisumfanges erzeugt werden. Dieser radialen elastischen Ausdehnung des Eisenrohres widersteht der Betonmantel und das Gebirge in einem gewissen Masse, wobei Betonmantel und Gebirge ebenfalls

elastisch gedehnt werden. Der Druck des Eisenrohrs auf den Betonmantel betrage pro Flächeneinheit p_1 . Dann hat das Eisenrohr einen Teil des Wasserdrucks, nämlich pro Flächeneinheit $W_i - p_1$ in Form von Zugspannungen aufgenommen. Der Beton wiederum übt in seinem äusseren Umfang einen Druck p_2 auf den Felsen aus. Die Differenz der Pressungen p_1 und p_2 , auf die zugehörigen Zylinderflächen von den Radien r_1 und r_2 angewendet, wird vom Betonring in Form von Zugspannungen aufgenommen, vorausgesetzt, dass hierbei die Zugfestigkeit des Betonmantels nicht überschritten wird. Die auf den Fels wirkende Pressung p_2 komprimiert den Fels, erzeugt in ihm Druckspannungen und vor allem Zugspannungen in der Richtung des Kreisumfanges (Abbildungen 1 und 2).

Diese Spannungen im Blechrohr, im Betonmantel und im Fels lassen sich, unter vorläufiger Annahme elastischer Dehnung nach dem Hookeschen Gesetz, aus dem inneren Wasserdruck, den Abmessungen von Blech, Beton und Felsmasse und den Elastizitätsmodulen der drei Materialien berechnen. Die Bedingungen des Gleichgewichts der Kräfte und die Gleichsetzung der elastischen Formänderungen der Röhre des Betonrings und des Gebirges ergeben dann eine Reihe von Gleichungen, aus denen die Spannungen der Materialien berechnet werden können. Hierbei muss man sich indessen bewusst bleiben, dass die Rechnung nur eine erste Annäherung bedeutet; denn das Hookesche Gesetz ist bekanntlich für den Beton nicht gültig. Die Elastizitätsmodule des Betons sind zu wenig genau bekannt und insbesondere für Fels fehlen vorderhand Messungen, und man ist lediglich auf Schätzungen von Werten angewiesen.

Da man entsprechend dem Zweck der Ausführung Eisen sparen will, wird man am besten so verfahren, dass man von bestimmten Blechabmessungen ausgeht und die zugehörigen Betonstärken bestimmt. Ausserdem wird man für Fels verschiedene Werte der Zug- und Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls einsetzen und die Rechnung für diese verschiedenen Fälle durchführen, entsprechend den verschiedenen in Frage kommenden Felsqualitäten. Diese Rechnung ist für verschiedene Stellen der Druckleitung mit verschiedenen Wasserpressungen durchzuführen, wobei jeweils der maximale Wasserdruck W_i einzusetzen ist, wie er im Betrieb an der betreffenden Stelle, unter Berücksichtigung der Wasserstösse, auftreten kann.

6. Im Betrieb des Druckschachtes wird das Eisenrohr eine Temperatur annehmen, die von der Temperatur zurzeit der Montage verschieden ist. Zumeist wird diese Temperatur im Betrieb niedriger sein und bis auf etwa 10°C . sinken können. Es ist somit mit einer Abkühlung von zumeist etwa 10°C . oder mehr zu rechnen. Diese Abkühlung erzeugt in dem gespannten Eisenrohr zunächst eine Zusammenziehung und damit eine Erhöhung der Zugspannung.

7. Bei der gelegentlichen Entleerung des Rohres wird der äussere Wasserdruck auf das Rohr von Bedeutung sein. Wenn das Eisenrohr dicht ist, dann wird der äussere Wasserdruck den Druck des Gebirgswassers an der betreffenden Stelle nicht überschreiten. Man kann indessen diesen Gebirgswasserdruck und auch den äusseren Wasserdruck infolge allfälliger geringer Undichtigkeiten des Blechrohrs dadurch begrenzen, dass man im Schacht in verschiedenen Höhen Entwässerungen anbringt, am besten bei den Seitenfenstern. Der äussere Wasserdruck kann dann nicht oder kaum wesentlich über das Mass hinausgehen, das dem Höhenunterschied zwischen zwei Entwässerungen entspricht. In der Regel wird er erheblich kleiner sein. Derartige Entwässerungen sind sehr sorgfältig auszuführen und die Schwächung des Schachts durch die Entwässerungsringe ist sehr sorgfältig zu berücksichtigen.

Praktisch wird sich bei einer derartigen Ausführung das Blechrohr kaum vom Beton ablösen, sofern es satt anlag und nicht über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht worden ist.

8. Es ist im übrigen allgemein vorausgesetzt, dass der Betonmantel unter allen Umständen so stark dimensioniert ist, dass er allein einem allfälligen Gebirgsdruck

widersteht. Das dürfte keine Schwierigkeiten bieten und im allgemeinen auch nicht zu ungewohnt grossen Betonabmessungen führen. Wo dagegen Bewegungen des Gebirges bestehen oder zu befürchten sind, kann die Ausführung eines Druckschachtes überhaupt nicht in Frage kommen. Denn gegen solche Bewegungen hilft natürlich keine noch so starke Dimensionierung des Mantels und des Blechrohrs.

Zur Berechnung von Druckschächten.

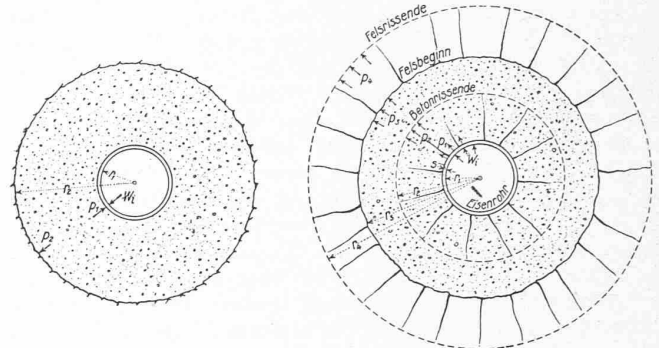


Abb. 1.

Abb. 2.

II. Berechnung des Einflusses des innern Wasserdruckes allein.

A. Allgemeine Erörterung.

Für die allgemeine Erörterung wurden vorläufig folgende Voraussetzungen gemacht:

- dass Beton und Fels als homogen zu betrachten seien;
- dass sich Beton und Fels bis zur Bruchgrenze proportional den Spannungen dehnen ($\epsilon = \frac{\sigma}{E}$, Hookesches Gesetz);
- dass die Beanspruchung des Eisens unterhalb der Elastizitätsgrenze liege;
- Dass keine primäre Spannung im Felsen vorhanden sei;
- dass die eiserne Rohrleitung, der Beton- und der Felsmantel an den beiden Enden frei sind und sich also frei in der Richtung der Rohrxaxe dehnen und zusammenziehen können;
- dass keine Schwindspannungen bestehen;
- dass keine Temperaturunterschiede vorkommen;
- dass der mit Zementmörtel ausgepresste Betonring satt am leeren Eisenrohr und am Fels anliege;
- dass sowohl das Eisenrohr, als auch der Betonring innen und aussen genau kreisrunde Form haben.

Änderungen, die infolge Nichtvorhandenseins dieser Voraussetzungen eintreten, werden später behandelt.

In einem Querschnitt, senkrecht zur Rohrxaxe (Abb. 2) betrachtet, gelten die Bezeichnungen:

W_i = innerer Wasserdruck in kg/cm^2 .

s = Blechstärke des Eisenrohrs in cm .

r_1 = lichter Radius des Blechrohrs in cm .

p_1 = radialer Druck des Blechrohres auf den umliegenden Beton in kg/cm^2 .

r_2 = Radius der Enden der radialen Risse im Beton in cm (wobei r_2 im Maximum = r_3 wird).

p_2 = radialer Druck in Abstand r_2 in kg/cm^2 .

r_3 = äusserer Radius des Betonmantels in cm .

p_3 = radialer Druck des Betonmantels auf den Fels in kg/cm^2 .

r_4 = Radius der Enden der radialen Risse im Fels in cm .

p_4 = radialer Druck im Abstand r_4 in kg/cm^2 .

r_a = äusserer Radius des umgebenden Felsens (Abstand der Axe von der Felsoberfläche).

Es tritt nun folgendes ein:

Das Eisenrohr nimmt einen Teil des Wasserdruckes W_i , nämlich $(W_i - p_1)$ auf; es erleidet infolgedessen eine tangentielle Zugspannung nach der bekannten Kesselformel

$\sigma_{es} = \frac{(W_i - p_1) \cdot r_1}{s}$ und dehnt sich etwas aus. Der vom

Eisen nicht absorbierte Teil der Wasserpressung p_1 wirkt nun als radiale Pressung auf den Betonring von der Wandstärke $b = r_3 - r_1$. Dieser Betonring wird sich infolgedessen ebenfalls elastisch dehnen und zu erweitern suchen. Einer Vergrößerung des äussern Durchmessers wird aber der Fels widerstehen und zwar mit einer vorläufig noch unbekanntem radialen Pressung p_3 . Die in einem solchen Ring, bezw. Hohlzylinder auftretenden Spannungen und elastischen Formänderungen sind von Grashof (Theorie der Elastizität und Festigkeit, Berlin 1878, Seite 310 ff.) und von C. Bach (Elastizität und Festigkeit, Berlin 1917, S. 310 ff.) abgeleitet worden.

In der weiteren Berechnung ist der Einfachheit halber die Blechstärke s gegenüber dem innern Radius r_1 vernachlässigt worden, d. h. es ist der innere Radius des Betonhohlzylinders konstant $= r_1$ gesetzt worden. Bei den geringen Wandstärken von $s = 1$ bis 2 cm, die praktisch kaum überschritten werden, während doch der Durchmesser solcher Rohre, deren Ausführung überhaupt wirtschaftlich in Frage kommen kann, in der Regel über 1 m betragen wird, ist der Fehler nebensächlich.

Nach Grashof oder Bach kann nun die radiale *Druckspannung* und die *tangentiale Zugspannung* in irgend einem Punkt des oben erwähnten Betonhohlzylinders berechnet werden, also z. B. auch die tangentielle Zugspannung im Beton an der innern Leibung des Hohlzylinders, σ_{zr1} . Wenn nun diese maximale Zugbeanspruchung σ_{zr1} grösser ist als die als bekannt vorausgesetzte Zugfestigkeit K_{zb} des Betons, so wird der Beton radial reissen und zwar so weit, bis die Zugspannung gerade gleich diesem Wert K_{zb} geworden ist, d. h. bis zum Radius r_2 .

Infolge der Radialrisse wird der Beton auf der Strecke r_1 bis r_2 keine tangentialen Zugspannungen aufnehmen können, sondern einfach auf radialen Druck beansprucht werden. Es wurde angenommen, dass der Druck p_1 im gerissenen Betonhohlzylinder nach aussen gleichmässig abnimmt bis zum Wert p_2 , und zwar umgekehrt proportional dem zunehmenden Kreisumfang, d. h.

$$p_1 : p_2 = r_2 : r_1 \dots \dots \dots (1)$$

Im ungerissenen Betonhohlzylinder berechnen sich nach den Grashof'schen Beziehungen die massgebenden tangentialen Zugspannungen für die innere Leibung r_2 zu:

$$\sigma_{zr2} = \frac{m-1}{m} \frac{p_1 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} (= K_{zb}) \quad (2)$$

und für den äusseren Radius r_3 zu:

$$\sigma_{zr3} = \frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2}$$

und die radialen Druckspannungen zu:

$$\sigma_{dr2} = \frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} - \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_3^2}{r_3^2 - r_2^2}$$

$$\sigma_{dr3} = \frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} - \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2}$$

Die Spannung σ_{zr2} muss, weil am Ende der Risszone r_2 auftretend, der Definition entsprechend gleich der Zugfestigkeit des Betons K_{zb} sein. Ferner muss der äussere Radius des Betons r_3 so gross gewählt werden, dass der auf den Fels übertragene Teil des Wasserdruckes p_3 nicht grösser ist, als die Druckfestigkeit des Felsens K_{df} .

Die Beanspruchung des Felsens kann wiederum nach den Entwicklungen von Grashof für einen Hohlzylinder berechnet werden. Der äussere Radius für diesen mitarbeitenden Felszylinder r_a ist zunächst unbekannt; er ist angenähert gleich dem kürzesten Abstand der Rohraxe von der Felsoberfläche. Für praktische Fälle ist r_a meistens sehr gross im Verhältnis zum Radius r_3 , welches letzterer kaum über rd. 4 m betragen dürfte. Man kann in diesen Fällen, wie die Vergleichsrechnung ergibt, ohne nennenswerten Fehler $r_a = \infty$ und $p_a = 0$ setzen. In irgend einem Punkt des Felshohlzylinders (mit dem innern Radius r_3 und dem äusseren Radius $r_a = \infty$) kann nun die dort herrschende Zug- und Druckspannung berechnet werden, also auch jene an der innern Leibung vom Radius r_3 . Ist diese

geringer als die Zugfestigkeit des Felsens, so wird der Fels von r_3 an radial auswärts reissen, und zwar so weit, bis am Ende der Risse die Zugspannung auf den Wert der Zugfestigkeit des Felsens K_{zf} gesunken ist. Dieser Wert K_{zf} werde im Abstand r_4 erreicht. Dann gilt bezüglich der Druckspannungsabnahme für diesen radial gerissenen Felshohlzylinder ($r_4 \div r_3$) dieselbe Ueberlegung, wie für den gerissenen Betonhohlzylinder, nämlich:

$$p_3 : p_4 = r_4 : r_3 \dots \dots \dots (3)$$

Als Felshohlzylinder, der tangentielle Zugspannungen aufnimmt, wirkt nun nur noch der Hohlzylinder ausserhalb des Radius r_4 . Die tangentielle Zugspannung an der innern Leibung dieses theoretisch unendlich grossen Hohlzylinders beträgt:

$$\sigma_{zr4} = \frac{m+1}{m} \cdot p_4$$

In ähnlicher Weise wie die Spannungen lassen sich auch die *elastische Formänderungen* bestimmen. Die Gleichung für die radiale Dehnung des Eisenrohrs lässt sich leicht aus der Kesselformel ableiten: $\Delta r_1 = \frac{(W_i - p_1)}{s} \cdot \frac{r_1^2}{E_i}$

Die Gleichungen für die radialen Dehnungen (Kompression) der gerissenen Beton- und Felshohlzylinder $\Delta (r_1 \div r_2)$ und $\Delta (r_3 \div r_4)$ lassen sich durch analoge Ueberlegungen finden, wie dies bei der Bestimmung der Druckspannungsabnahme in den betreffenden Ringen erfolgte, nämlich:

$$\Delta (r_1 \div r_2) = (r_2 - r_1) \cdot \frac{p_1 + p_2}{2} \cdot \frac{1}{E_b}$$

$$\Delta (r_3 \div r_4) = (r_4 - r_3) \cdot \frac{p_3 + p_4}{2} \cdot \frac{1}{E_f}$$

während die übrigen Dehnungen sich aus den Grashof'schen Entwicklungen bestimmen lassen. So ist z. B. die Gesamtdehnung (Kompression) des nicht gerissenen Betonhohlzylinders von der Wandstärke $r_3 - r_2$:

$$\Delta (r_2 \div r_3) = \frac{1}{E_b} \left[\frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3 + r_2} - \frac{m-1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2 \cdot r_3}{r_3 + r_2} \right]$$

und die elastische Verschiebung des Punktes r_3 in radialer Richtung nach aussen:

$$\Delta r_3 = \frac{\sigma_{zr3}}{E_b} \cdot r_3 = \frac{r_3}{E_b} \left[\frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} \right]$$

Die radiale Dehnung (Kompression) des nicht gerissenen Felshohlzylinders ausserhalb r_4 , unter Annahme eines äusseren Radius $r_a = \infty$ und von $p_a = 0$, lässt sich aus den Grashof'schen Elastizitätsgleichungen integrieren zu

$$\Delta r_4 = \frac{1}{E_f} \frac{m+1}{m} p_4 r_4.$$

Nun muss die elastische Dehnung der äusseren Leibung r_3 des Betonhohlzylinders gleich sein der Summe der Kompression des Felsrings $r_3 \div r_4$ und der Kompression des Felshohlzylinders r_4 , d. h.

$$\Delta r_3 = \Delta (r_3 \div r_4) + \Delta r_4,$$

oder die Werte eingesetzt:

$$\frac{r_3}{E_b} \left[\frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m+1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} \right] = (r_4 - r_3) \frac{(p_3 + p_4)}{2 E_f} + \frac{m+1}{m} \frac{p_4 r_4}{E_f} \quad (4)$$

Ferner muss die radiale Dehnung des Eisenrohres gleich sein der Summe der radialen Dehnungen von Beton und Fels, d. h.

$$\Delta r_1 = \Delta (r_1 \div r_2) + \Delta (r_2 \div r_3) + \Delta (r_3 \div r_4) + \Delta r_4$$

und die Werte eingesetzt:

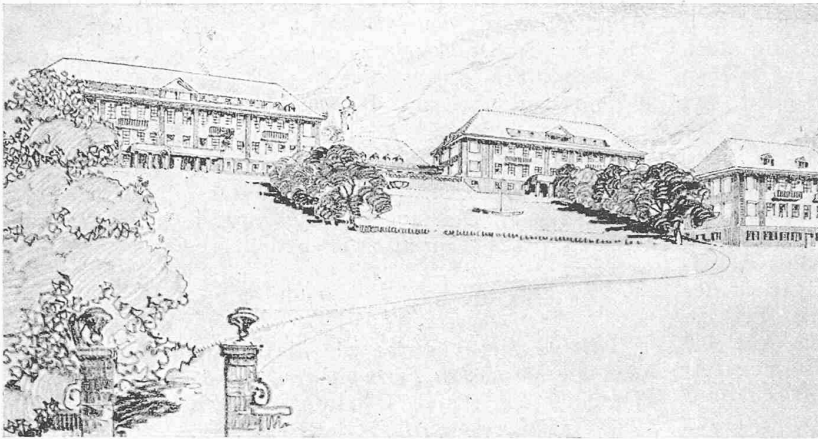
$$\frac{(W_i - p_1)}{s} \cdot \frac{r_1^2}{E_c} = (r_2 - r_1) \frac{(p_1 + p_2)}{2 E_b} + \frac{1}{E_b} \left[\frac{m-1}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3 + r_2} - \frac{m-1}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2 r_3}{r_3 + r_2} \right] + (r_4 - r_3) \frac{(p_3 + p_4)}{2 E_f} + \frac{m+1}{m} \frac{p_4 r_4}{E_f} \quad (5)$$

Wenn man für die Blechstärke s einen bestimmten Wert wählt, so sind bekannte Grössen: W_i ; r_1 ; s (angenommener Wert); $p_3 = K_{FelsDruck}$; $p_4 = \frac{m}{m+1} \cdot K_{FelsZug}$ und es verbleiben uns die 5 unbekanntem Grössen:

$$p_1, p_2, r_2, r_3 \text{ und } r_4,$$

Wettbewerb für ein Bezirkspital in Biel.

I. Rang, Entwurf Nr. 1. — Verfasser Saager & Frey und Rob. Saager, Architekten in Biel.



deren Bestimmung sich aus den fünf Gleichungen (1) bis (5) ergibt:

$$p_1 : p_2 = r_2 : r_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$p_3 : p_4 = r_4 : r_3 \dots \dots \dots (3)$$

$$K_{\text{Betonzug}} = \frac{m - I}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m + I}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} \quad (2)$$

$$\frac{r_3}{E_b} \left[\frac{m - I}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} + \frac{m + I}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2^2}{r_3^2 - r_2^2} \right] = (r_4 - r_3) \frac{p_3 + p_4}{2 E_f} + \frac{m + I}{m} \frac{p_4 r_4}{E_f} \quad (4)$$

$$\frac{(W_i - p_1) r_1^2}{s E_c} = (r_2 - r_1) \frac{(p_1 + p_2)}{2 E_b} + \frac{I}{E_b} \left[\frac{m - I}{m} \frac{p_2 r_2^2 - p_3 r_3^2}{r_3^2 - r_2^2} - \frac{m - I}{m} (p_2 - p_3) \frac{r_2 r_3}{r_3^2 - r_2^2} \right] + (r_4 - r_3) \frac{p_3 + p_4}{2 E_f} + \frac{m + I}{m} \frac{p_4 r_4}{E_f} \quad (5)$$

(Forts. folgt.)

Wettbewerb für ein Bezirkspital in Biel.

Die Baustelle für das Spital liegt oberhalb der Stadt Biel, der Spitaleingang etwa 200 m nordöstlich der Zwischenhaltstelle Beaumont der Seilbahn Biel-Leubringen, die den bequemsten Zugang bieten wird; die zur bergseitigen Platzanlage führende Hauptstrasse (in nebenstehendem Lageplan) ist z. Z. noch nicht gebaut.

Aus dem Bericht des Preisgerichtes.

Zu dem veranstalteten, auf die Gemeinden des Spitalbezirkes beschränkten Wettbewerb sind bis zum festgesetzten Eingabetermin (10. Dezember 1920) 26 Projekte eingelaufen. Die technische Vorprüfung der Projekte durch Organe des Stadtbauamtes ergab, dass im Wesentlichen die Programmforderungen erfüllt sind; in Einzelheiten zeigen jedoch die Projekte Abweichungen in Bezug auf die Bettenzahl, Luftraum (30 m³ pro Bett, Dachstock 25 m³) und Fehsterfläche.

Das Preisgericht versammelte sich am 15. Dezember 1920, morgens 10 Uhr, in der Turnhalle an der Neuengasse, wo die Projekte übersichtlich ausgestellt sind. Das Preisgericht ist vollzählig anwesend; Herr Dr. Rickli, der sich entschuldigte, ist vertreten durch den Ersatzmann Herrn Dr. E. Bauer.

Am 15. Dezember 1920, abends 5 Uhr, langten zwei Projekte aus Freiburg im Breisgau ein, die den Poststempel vom 7. Dezember 1920 aufweisen. Das Preisgericht entscheidet, gestützt auf die Grundsätze für das Verfahren bei arch. Wettbewerben Art. 4 e und in Anbetracht der immer noch nicht normalen Verkehrsverhältnisse für Zulassung dieser Projekte. Die technische Vorprüfung ergab, dass auch diese Projekte die wesentlichen Programmbestimmungen erfüllen. Zur Beurteilung kommen somit folgende Projekte:

- Nr. 1. „Gueti Besserig!“, 2. „11. November“, 3. „Findling“, 4. „Hippokrates“, 5. „Blyb gsung“, 6. „Zweckbau-Sparbau“, 7. „Höck“, 8. „Im Vogelsang“ I, 9. „Humanitas“, 10. „B. S. A.“, 11. „Aesculapius“, 12. „Krankenheil“, 13. „Pietà“, 14. „Sonnenwende“, 15. „Misericordia“, 16. „Im Vogelsang“ II, 17. „Im Sonnenschein“, 18. „Beaumont“, 19. „Chrabi“, 20. „Helios“, 21. „Altes Lied“, 22. „Sanitas“,

- 23. „Jurasonne“, 24. „Heile, Heile, Säge“, 25. „Vogelsang“, 26. „Ds Füfi grad u dr Lürum“, 27. „Favorita“, 28. „Heimatklänge“.

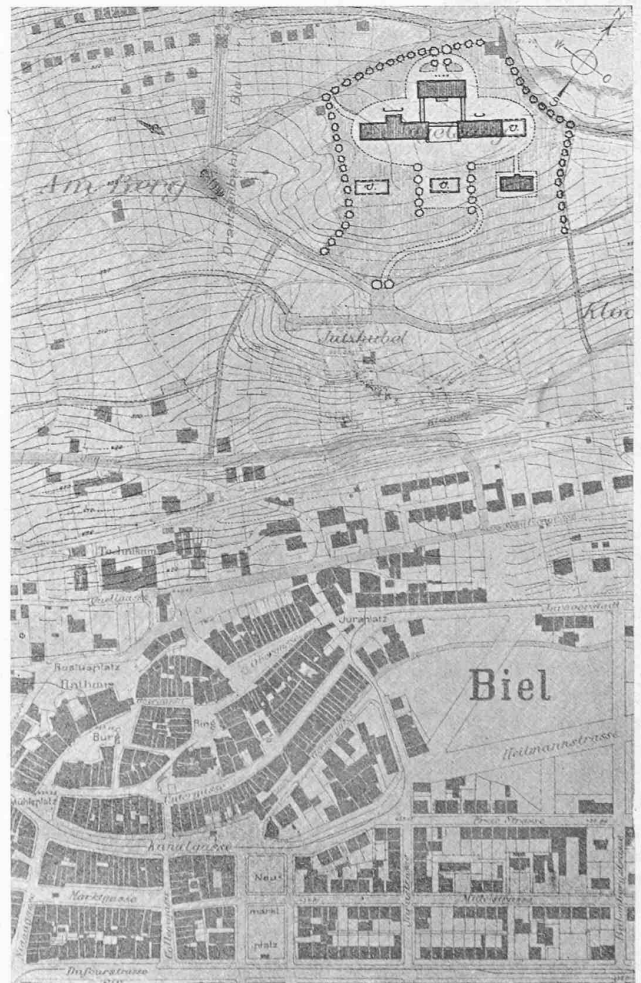
Das Preisgericht hatte am 20. März 1920 einen Augenschein des Bauplatzes im Vogelsang vorgenommen. Nach einer allgemeinen Orientierung über die Projekte wurden wegen augenfälliger Mängel folgende Projekte im I. Rundgang ausgeschieden: Nr. 9, 13, 15, 19, 22, 25 und 26.

Im II. Rundgang schieden wegen irrtümlicher Auffassung von Programmpunkten und unannehmbaren Lösungen weitere Projekte aus: Nr. 2, 7, 8, 10, 14, 17, 20, 21, 23 und 28.

Es verbleiben somit in der engern Wahl die Projekte Nr. 1, 3, 4, 5, 6, 11, 12, 16, 18, 24 und 27.

Die eingehende Prüfung dieser Projekte ergibt folgenden Befund (wir beschränken uns auf die prämierten, vgl. Bd. LXXVI, Seite 299. Red.):

Projekt Nr. 1: „Gueti Besserig“. Gutes Projekt. Einfache, klare Disposition der Gebäudegruppen und der einzelnen Gebäude; die äussere Erscheinung ansprechend. Die Beziehung der Gebäude unter sich und die Grundrisslösungen lassen auf gute Kenntnis der Anforderungen des Spitalbetriebes schliessen. Die Situation ermöglicht leichte Orientierung und nimmt Rücksicht auf sparsame Ausnützung des Terrains, sowie auf die spätere Erweiterung des Spitals. Zu erwähnen ist allerdings, dass das Verwaltungsgebäude im Hinblick auf die Terrainverhältnisse um etwa 3 m höher als die beiden vorgelagerten Pavillons zu legen wäre. Fehlerhaft ist die Anlage der Küche und ihrer Nebenräume. Im chirurgischen Pavillon sind die Abmessungen der Operationsabteilung und der darunter liegenden Arzt- und Wartezimmer knapp, während die Halle unnötig gross und nicht einwandfrei beleuchtet ist. (Forts. folgt.)



I. Rang, Entwurf Nr. 1. — Uebersichtsplan 1: 6000.