Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 77/78 (1921)
Heft: 7

Artikel: Zur Berechnung von Druckschächten
Autor: Büchi, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-37220

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: 02.07.2025

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

INHALT: Zur Berechnung von Druckschächten. — Wettbewerb für ein Bezirk-Spital in Biel. — Internationaler Wettbewerb „Basel-Bodensee". — Nekrologie: L. von Stürler. — Miscellanea: Die Grosstation für drahtlose Telegraphie von Croix d'Hins bei Bordeaux. Eine neue Glühkopf-Zweitaktmaschine. Hölzerner Derrick-Kran-Ausleger. Schweizerische Portlandzement-Industrie. Kraftübertragung mit 22 000 Volt in Schweden. — Konkurrenzen: Neue Brücke über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby, Dänemark. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Bernischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Maschineningenieur-Gruppe der G. e. P. Stellenvermittlung.

Band 77. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. **Nr. 7.**

Zur Berechnung von Druckschächten.

Von *J. Büchi*, beratender Ingenieur, Zürich.

(Fortsetzung von Seite 64.)

Wir führen nun die Rechnung beispielsweise für drei Felsarten durch, denen wir folgende Festigkeiten und Elastizitätsmodule zuschreiben:

1. Felsart mit $K_{fD} = 30\ kg/cm^2$; $K_{fz} = 10\ kg/cm^2$; $E_f = 150000\ kg/cm^2$
2. » » » $= 15$ » ; » $= 5$ » ; » $= 100000$ »
3. » » » $= 5$ » ; » $= 1$ » ; » $= 50000$ »

wobei die 1. Felsart einen ganz vorzüglichen, die 3. einen ganz geringwertigen Fels bedeuten mag.

Hierbei setzen wir für den Beton beispielsweise: $K_{bD} = 100\ kg/cm^2$; $K_{bZ} = 15\ kg/cm^2$; $E_b = 200000\ kg/cm^2$. Ferner nehmen wir beispielsweise an: $r_1 = 60\ cm$ und den Wert $m = 3{,}33$.

Für die Felsarten 1 und 2 ist die Druckfestigkeit des Felsens K_{fD} grösser oder gleich wie der Wert p_2, d. h. grösser oder gleich wie die Zugfestigkeit des Betons K_{bZ}. Weil der Beton nach Annahme nur so stark bemessen werden soll, dass $p_3 = K_{\text{FelsDruck}}$ wird, reichen die Beton-Risse bis an den Felsen. Die Zone des ungerissenen Betonhohlzylinders $r_3 - r_2$ der Abbildung 2 fällt also in diesen beiden Fällen weg.

Für die Berechnung der Spannungen und Abmessungen bei der Felsart 3 wurde zur Vereinfachung der komplizierten Formelrechnung der zu günstige Fall angenommen, dass die Zugfestigkeit des Felsens 5 kg/cm^2 betrage statt nur 1 kg/cm^2 und $E_f = E_b$ sei. Die Vereinfachung durfte angenommen werden, da man schon mit dieser zu günstigen Annahme zu Abmessungen gelangt, die von vorneherein unwirtschaftlich sind. Es ist aber zu beachten, dass die Abmessunuen und Spannungen bei der Felsart 3 tatsächlich noch ungünstiger werden. Die exakte Ausrechnung des Falles 3 durch Auflösung der fünf Gleichungen (1) bis (5) ergibt sehr komplizierte Formelwerte und ist daher, weil sie ja einen wirtschaftlich doch nicht durchführbaren Fall betrifft, hier nicht ausgeführt worden. Es ergeben sich dann beispielsweise folgende Abmessungen und Spannungswerte (Abbildung 3):

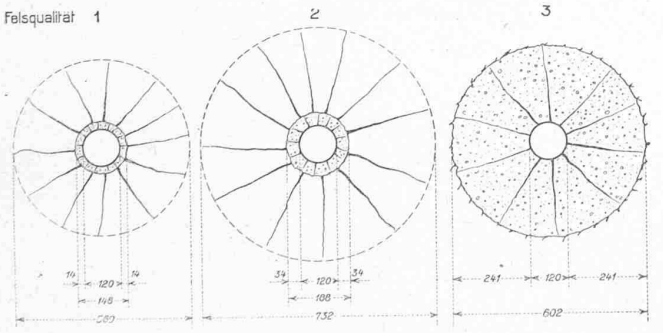


Abbildung 3.

Für die Felsqualität	1	2	3
bei einem Wasserdruck von W_i in kg/cm^2 . .	80	80	80
und einer Rechstärke s in cm	1,5	2,0	3,0
lichter Durchmesser des Blechrohres $2\,r_1$ cm .	120	120	120
der äussere Radius des Betonhohlzylinders r_3 in cm	74	94	301
die (theoretische) Betondicke $r_3 - r_1$ in cm . .	14	34	241
der Radius der Riss-Enden im Fels in cm . .	280	366	—
die grösste Betondruckspannung p_1 in kg/cm^2 .	37	24	> 33
die Eisenzugspannung σ_e in kg/cm^2	1720	1680	> 940

B. Diskussion der Voraussetzungen der Berechnung.

Bevor aus den vorstehend theoretisch gefundenen Werten die praktischen Schlussfolgerungen gezogen werden, müssen noch die Voraussetzungen diskutiert werden, die bei diesen Berechnungen gemacht wurden.

a) Homogenität des Materials. Wenn der Druckschacht nicht vertikal, sondern, wie dies meistens in den praktischen Fällen vorkommen wird, geneigt ist, so kann der Beton, in den Schnitten senkrecht zur Rohraxe betrachtet, nicht als homogen angesehen werden; denn man kann den Beton nicht genügend gut in Schichten stampfen, die senkrecht zur Rohraxe sind (Abb. 4). Der Beton wird infolgedessen weniger Zugspannungen aufnehmen können, er sollte also etwas stärker bemessen werden, als wie berechnet.

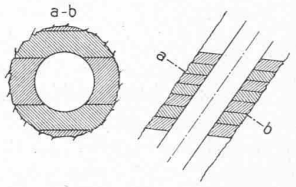


Abb. 4.

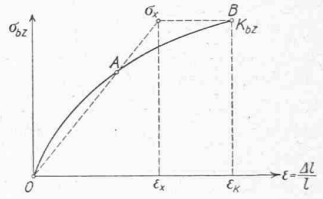


Abb. 5.

Auch der Fels kann besonders dann nicht als homogen betrachtet werden, wenn die Schichtfugen oder Risse mehr oder weniger parallel zur Schachtaxe verlaufen oder wenn der Fels stark zerrissen ist. Immerhin kann dieser zweite Fall durch die Annahme einer geringen Qualität des Felsens einigermassen berücksichtigt werden.

b) Elastizität des Betons und des Felsens. Wir nahmen an, dass der Beton und der Fels sich bis zur Bruchgrenze proportional den Spannungen dehne, also $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$. Dies gilt nur mit einiger Annäherung. Tatsächlich folgen Dehnungen und Spannungen einem Potenzgesetz $\varepsilon = \frac{\sigma^n}{E}$, das für den Beton etwa durch die Kurve nach Abb. 5 dargestellt ist. Bis zu einem gewissen Wert A kann man die Kurve genau genug durch eine Gerade OA ersetzen, entsprechend der Formel $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$. Darüber hinaus indessen ist die Dehnung viel grösser, als nach der Geraden OA, bezw. der von uns angewendeten Formel $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ sich ergibt. Wir haben also angenommen, dass schon bei der Dehnung ε_x die Zugspannung $\sigma_x = K_{bz}$ erreicht wurde, während die Zugspannung K_{bz} tatsächlich erst bei der viel grösseren Dehnung ε_k erreicht wird. Bei den bestimmten Formänderungen würden daher die Risse früher aufhören, bezw. weniger weit reichen, als wir annehmen. Der Betonring kann also eine grössere Zugkraft aufnehmen und entlastet somit etwas sowohl den Fels wie das Eisenrohr. Die von uns berechneten Betonabmessungen sind daher aus diesem Grunde etwas zu gross. Die wenig bedeutende Spannungsänderung im Beton, die dadurch eintritt, dass die Spannung σ von O bis A nicht streng proportional ε ist, darf vernachlässigt werden.

Die gleichen Ueberlegungen gelten sinngemäss für den Fels, obwohl hier zu bemerken ist, dass die Elastizitäts-Verhältnisse des gewachsenen Felsens unseres Wissens zahlenmässig überhaupt noch nirgends nachgeprüft werden konnten.

c) Elastizität des Eisens. Die berechneten Spannungen gelten nur soweit, als die Eisenbeanspruchung unterhalb der Elastizitätsgrenze liegt. Wenn diese Beanspruchung die Elastizitätsgrenze überschreitet, und insbesondere wenn

sie die obere Streckgrenze überschreitet, dann treten viel stärkere Dehnungen ein und die Beanspruchung des Eisens wird dann tatsächlich geringer, als wir unter Anwendung der Proportionalität berechnet haben. Wir kommen später auf diesen Punkt noch besonders zurück und betrachten vorläufig nur solche Blechstärken, bei denen die Spannung unterhalb der Elastizitätsgrenze liegt.

d) Primäre Spannung im Felsen. Der Felsmantel ist ursprünglich, d. h. bereits vor der Füllung des Rohres, nicht spannungslos; er befindet sich vielmehr infolge der Ueberlagerung in einem gewissen Druckzustand. Dieser primäre Felsendruck ist aber zahlenmässig schwer zu erfassen. Bei Berücksichtigung des innern Felsdrucks ist eine grössere Zugkraft im Felsen notwendig, bis die primäre Felsdruckspannung überwunden und die Zugfestigkeit des Felsens überschritten wird. Infolgedessen wird sich die Ringzone des Felsens und damit die Kompression des Felsmantels etwas verringern, wodurch das Eisenrohr etwas entlastet wird. Dieser innere Druck wird allerdings bei Schrägschächten, die im allgemeinen ziemlich nahe an der Lehne verlaufen, gering sein, daher erscheint unsere Annahme, $p_a = 0$, die dem ungünstigsten Fall entspricht, gerechtfertigt.

e) Zugkräfte in der Richtung der Rohraxe. Die Annahme, dass die innere eiserne Rohrleitung, der Betonmantel und der Felsmantel oben und unten frei sind, ist streng genommen nicht richtig. Tatsächlich ist der ganze arbeitende Hohlzylinder (aus Eisen, Beton und Fels bestehend) mehr oder weniger eingespannt, und zwar gegen die Bergseite mehr als gegen die Seite des Hanges. Der oben und unten und seitlich freie Hohlzylinder würde sich infolge des innern Ueberdrucks verkürzen. Im vorliegenden Fall kann er aber dies nicht, bezw. nur unvollkommen, und es treten infolgedessen Längsspannungen in der Richtung der Rohraxe sowohl im Eisen, als auch im Beton und Fels auf. Praktisch dürften diese Zugspannungen im Beton bald zur Bildung von Rissen ungefähr senkrecht zur Rohraxe führen: denn infolge des Stampfens des Betons in Schichten ungefähr senkrecht zur Rohraxe und der Unterbrechungen dieser Betonierungen wird die Zugfestigkeit des Betons in der Richtung der Axe gering sein. Immerhin werden in einem Teil des ungerissenen Betons (und des ungerissenen Felsens) diese Zugspannungen in der Längsrichtung zur Folge haben, dass die Dehnung des Zylinders in tangentialer Richtung vermindert wird, d. h. die äussern Zylinderpartien erweitern sich weniger. Infolgedessen werden sie etwas mehr Kraft aufnehmen können und das innere eiserne Rohr entlasten. Anderseits aber wird sich auch das eiserne Rohr infolge des Haftens am Beton nicht frei in der andern Richtung verkürzen können und bei gleicher tangentialer Spannung wird es sich daher auch etwas weniger tangential und damit auch weniger radial dehnen als angenommen; das ruft wieder eine stärkere Belastung des Eisenrohrs hervor. Die beiden Einflüsse werden sich also zum mindesten teilweise aufheben. — Es ist äusserst schwer, angesichts der Verschiedenartigkeit der Materialien und der Unhomogenität des Betons und Felsens und der allmählichen Druckzunahme im Rohr vom obern bis zum untern Ende alle diese Einflüsse zahlenmässig zu erfassen, und wir begnügen uns daher, als für den Zweck der vorliegenden Untersuchung wohl ausreichend, mit der vorstehenden allgemeinen Erörterung. Es geht daraus hervor, dass infolge dieser teilweisen Längseinspannung die Dehnungen in radialer und tangentialer Richtung etwas kleiner und die Eisenspannung etwas grösser werden kann, als berechnet.

III. Einfluss des Schwindens des Betons.

Infolge des Schwindens würde sich der innere Radius des Betonmantels um den Betrag $\varepsilon_s \cdot r_1$ verengen und von der Lage I in die Lage II gelangen (Abb. 6). Hierbei ist ε_s das Schwindmass pro Längeneinheit. Dieser Schwind-Kontraktion setzt das innere Eisenrohr einen Widerstand entgegen, sodass die Bewegung nur bis zur Lage III gelangt.

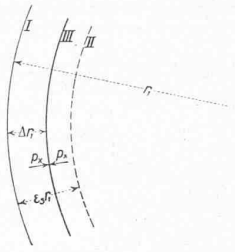


Abb. 6.

Der Druck, der in der Gleichgewichtslage III zwischen Betonrohr und Eisenrohr besteht, sei p_x. Dann bestehen folgende Beziehungen:

Die Verengung des Eisenrohrs beträgt

$$\Delta r_1 = \frac{\sigma_e}{E_e} \cdot r_1 = \frac{p_x \cdot r_1^2}{s \cdot E_e}$$

Durch den Druck p_x des Rohrs ist der Betonhohlzylinder aus der spannungslosen Lage II, die dem ungehemmten Schwinden entsprechen würde, in die Lage III gedrückt worden. Infolgedessen entsteht in seiner innern Leibung r_1 eine tangentiale Spannung $\sigma_{z\,r_1}$, die sich nach den Ableitungen in Abschnitt II Formel (2) berechnen lässt, wobei der äussere Druck p_3 sinngemäss $= 0$ zu setzen ist.

$$\sigma_{z\,r_1} = \frac{m-1}{m} \cdot \frac{p_x \cdot r_1^2}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{m+1}{m} \cdot p_x \cdot \frac{r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \qquad (6)$$

Die radiale Erweiterung selbst aber von der Lage II in die Lage III beträgt

$$\frac{\sigma_{z\,r_1}}{E_b} \cdot r_1$$

Nun ist (I ÷ II) — (I ÷ III) = (II ÷ III) oder

$$\varepsilon_s \cdot r_1 - \frac{p_x \cdot r_1^2}{s \cdot E_e} = \frac{r_1}{E_b}\left(\frac{m-1}{m} \cdot \frac{p_x \cdot r_1^2}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{m+1}{m} \cdot \frac{p_x\, r_2^2}{r_2^2 - r_1^2}\right) \qquad (7)$$

woraus sich p_x berechnet zu

$$p_x = \frac{m \cdot E_b \cdot E_e \cdot \varepsilon_s \cdot s\,(r_2^2 - r_1^2)}{m \cdot E_b \cdot r_1\,(r_2^2 - r_1^2) + s \cdot E_e\,[(m-1)\,r_1^2 + (m+1)\,r_2^2]} \qquad (8)$$

Aus dem so ermittelten Wert p_x lässt sich dann σ_e berechnen zu $\sigma_e = \frac{p_x \cdot r_1}{s}$ und $\sigma_{z\,r_1}$ aus der Formel (6).

Das Schwindmass kann nach C. Schumann, „Der Portlandzement" (1905, Seite 30 ff.) für Portlandzementbeton 1 : 6 und Erhärtung an der Luft etwa zu $\varepsilon_s = 0{,}00025$ gesetzt werden. Im Schrägschacht wird der Bergfeuchtigkeit wegen das Schwindmass im Mittel kaum mehr als $\varepsilon_s = 0{,}00015$ betragen, welchen Wert wir weiterhin annehmen. Das Schwindmass wird übrigens praktisch wegen der Verschiedenartigkeit der Verhältnisse sehr verschieden sein.

Führt man die Berechnung beispielsweise für ein Rohr von 120 cm lichter Weite durch, so ergeben sich die im Diagramm nach Abb. 7 dargestellten Werte für die Druckspannung im Eisenrohr und für die Zugspannungen im Beton, in der innern Leibung. Hierbei wurde gesetzt

$$E_e = 2\,150\,000\ kg/cm^2, \quad E_b = 200\,000\ kg/cm^2,$$
$$m = \frac{10}{8}, \quad \varepsilon_s = 0{,}00015.$$

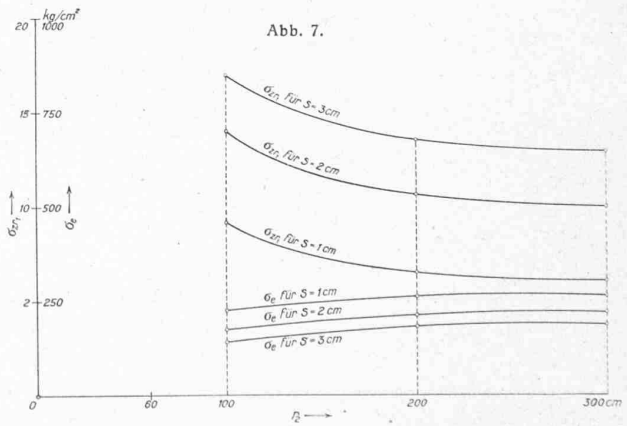


Abb. 7.

Die Betonzugspannung in der innern Leibung wird also umso grösser, je kleiner die Betonstärke und je grösser die Blechstärke ist. Sie erreicht für gewöhnliche Betonstärken und für Blechstärken von 1 bis 2 *cm* bereits Werte von ungefähr 10 kg/cm^2, bevor also irgend ein innerer Wasserdruck auf das Rohr wirkt.

Bei dieser Betrachtung ist angenommen worden, dass der Beton zur Zeit des Beginns des Schwindens satt am Rohr anliege. Dies wird, weil man ja die Zement-Hinterpressung in der Regel erst anwendet, wenn das Schwinden zur Hauptsache vorbei ist, gewöhnlich nicht der Fall sein. Das ganze Schwinden des Betons entspricht nur einer radialen Zusammenziehung von $r_1 \cdot \varepsilon_s$, d. h. bei 1,2 *m* lichter Rohrweite nur einem Ausmass von $60 \cdot 0{,}00015 = 0{,}009$ *cm* oder ungefähr $^1/_{10}$ *mm*. Es genügt also schon eine so kleine Loslösung rings um das Rohr herum, damit die Schwindspannung überhaupt verschwindet. Die Schwind-Spannung wird also in der Regel wegen der unvollkommenen Anbetonierung erheblich geringer sein als berechnet.

In ähnlicher Weise beträgt die Loslösung des Betons vom Fels infolge des Schwindens nur Bruchteile eines Millimeters, und weil die Hinterpressung mit Zement erst nach teilweise erfolgtem Schwinden vorgenommen wird, so vermindert sich praktisch die Loslösung auf noch weniger. Bei der Füllung des Rohrs beginnt der Fels theoretisch erst dann einen Gegendruck auszuüben, wenn die Schwind-Loslösung überwunden ist. Das Eisenrohr und der Betonmantel müssen also bereits ein gewisses Mass von Zugspannungen aufgenommen haben, bevor deren Entlastung beginnt. Aus den vorerwähnten Gründen ist indessen dieses Schwindmass praktisch gering und daher auch die dadurch bedingte zusätzliche Spannung im Eisen- und Betonmantel unerheblich.

IV. Temperatureinfluss.

Man wird etwa annehmen können, dass das Wasser im Schacht eine Temperatur hat, die zwischen $+2^0$ C und $+12^0$ C schwankt. Anderseits wird die Herstellungs-Temperatur im Schacht etwa 12^0 C betragen. Im Uebrigen ändern sich diese Temperaturverhältnisse von Ort zu Ort. Wir setzen weiterhin voraus, dass das Eisenrohr die Temperatur des Wassers annehme, während wir die Temperaturschwankungen des Betons vernachlässigen. Wenn nun das Rohr bei einer Temperatur von 12^0 C gefüllt wurde und sich das Wasser und das Rohr dann im Winter allmählig auf $+2^0$ C abkühlen, so tritt eine Kontraktion des Eisenrohrs ein. Das Rohr würde sich, wenn der Gegendruck des Betons konstant bliebe, von der Lage I in die Lage II zusammenziehen und zwar um das radiale Mass $\Delta_{r_1} = r_1 \cdot \Delta t \cdot \beta$. Dieses Mass Δ_{r_1} berechnet sich für den angenommenen Radius $r_1 = 60$ *cm* und für die Abkühlung $\Delta t = 10^0$ zu $\Delta_{r_1} = 60 \cdot 10 \cdot 0{,}000012 = 0{,}0072$ *cm* (Abb. 8) Infolge dieser Zusammenziehung des Eisenrohrs wird aber der Betonmantel entlastet. Sein Gegendruck p_1 vermindert sich auf einen Wert p_1'. Der innere Ueberdruck auf das Eisenrohr erhöht sich somit vom Wert $W_i - p_1$ auf $W_i - p_1'$ und das Eisenrohr dehnt sich daher, unter Erhöhung der Spannung, aus der Lage II in die Gleichgewichtslage III. Diese Gleichgewichtslage III lässt sich wie folgt berechnen:

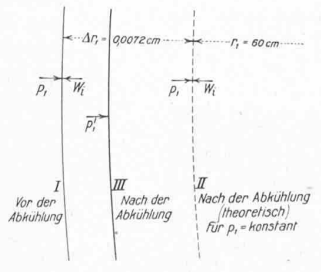


Abb. 8.

Im vorliegenden Fall beträgt die Dehnung wie dargelegt

$$\text{I} \div \text{II} = 0{,}0072 \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

Die Dehnung II $\div$ III berechnet sich zu

$$\text{II} \div \text{III} = (W_i - p_1') \frac{r_1^2}{s \cdot E_e} - (W_i - p_1) \frac{r_1^2}{s \cdot E_e} = \frac{p_1 - p_1'}{s \cdot E_e} r_1^2 \quad (10)$$

Die Dehnung I $\div$ III ist aber auch gleich der Differenz aus der Dehnung des Betonhohlzylinders vom Radius r_1 beim innern Druck p_1' und der Dehnung beim innern Druck p_1, nämlich

$$\text{I} \div \text{III} = \Delta r_{1\,p_1} - \Delta r_{1\,p_1'}$$

wo $\Delta r_{1\,p_1}$ und $\Delta r_{1\,p_1'}$ mittels der Gleichung (5) zu berechnen sind.

Nun ist II $\div$ III = (I $\div$ II) — (I $\div$ III) oder

$$\frac{p_1 - p_1'}{s \cdot E_e} \cdot r_1^2 = 0{,}0072 - (\Delta r_{1\,p_1} - \Delta r_{1\,p_1'}) \quad . \quad (11)$$

Aus dieser Gleichung lässt sich der Wert von p_1' berechnen und damit die zugehörige Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{(W_i - p_1')}{s} \cdot r_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Die Rechnung wäre für die verschiedenen Blechstärken von 1, 2 und 3 *cm*, für die verschiedenen Felsqualitäten I, II und III und für die verschiedenen Pressungen von 80, 50 und 20 *kg/cm²* durchzuführen. Wir haben uns diese mühsame Ausrechnung aus folgender Ueberlegung erspart.

Die Endlage III muss zwischen der Lage I und II liegen. Die zusätzliche Dehnung des Eisens II $\div$ III infolge des Temperatureinflusses ist also kleiner als die Dehnung II $\div$ I, d. h. kleiner als 0,0072 *cm* radial. Somit muss auch die zusätzliche Spannung des Eisens kleiner sein als diejenige, die der Dehnung von 0,0072 *cm* entspricht, d. h. kleiner als $\frac{0{,}0072 \cdot E_e}{r_1} = \frac{0{,}0072 \cdot 2150000}{60} = 260\ kg/cm^2$. Diese ganze Spannungszunahme von 260 *kg/cm²* im Eisen, als Folge der Temperaturabnahme, würde nur erreicht bei hartem und ganz elastischem Beton und Fels, und wenn die Temperatur von Beton und Fels unverändert bliebe. Da beides nicht der Fall ist, wird infolgedessen die zusätzliche Eisenspannung infolge Temperatur erheblich unter dem Wert von 260 *kg/cm²* liegen.

V. Ungenügende Anbetonierung.

Während in den bisherigen Untersuchungen immer vorausgesetzt wurde, dass der Beton satt am Rohr und am Fels anliege, dürfte dies in Wirklichkeit nicht stets der Fall sein, insbesonders nicht bei Druckschächten, die geneigt sind und in Gefällen von etwa 1 : 1 bis 1 : 2 liegen. Bei solchen geneigten Röhren wird sich im allgemeinen der Beton unter dem Rohr etwas lösen und ebenso von der Decke des Felsgewölbes. Im weitern wurde vorausgesetzt, dass der ausgebrochene Fels eine homogene Masse darstelle, während er in Wirklichkeit, je nach seiner Natur, eine mehr oder weniger ausgeprägte, gelockerte Sprengzone um das Ausbruchprofil herum aufweist, welche gelockerte Sprengzone von ähnlichem Einfluss ist, wie ein nicht sattes Anbetonieren an den Fels.

a) *Der Beton liege satt am Rohr an, aber nicht am Fels.* Dann fällt der Gegendruck p_3 (Abb. 2) des Felsens vorerst weg. Infolgedessen wird der Beton im allgemeinen zerrissen werden und die Spannung im Eisen wird zunehmen. Das Eisenrohr samt Betonmantel wird sich unter Umständen um das volle Mass $\Delta r_1 = \frac{W_i \cdot r_1^2}{s \cdot E_e}$ dehnen müssen, bevor letztere zum Anliegen kommt. Bei $r_1 = 60$ *cm*, $W_i = 80$ *kg/cm²* und $s = 3$ *cm* würde z. B. $\sigma_e = \frac{80 \cdot 60}{3} = 1600$ *kg/cm²* betragen und $\Delta r_1 = \frac{80 \cdot 60^2}{3 \cdot 2150000} = 0{,}0044$ *cm*.

Wenn die Streckgrenze des Eisens etwa auf $\sigma = 2100$ *kg/cm²* liegt, entspricht dieser Spannung eine elastische Dehnung von $\varepsilon = \frac{\sigma}{E_e} = \frac{2100}{2150000} = 0{,}001$ oder $\Delta r_1 = 60 \cdot 0{,}001 = 0{,}06$ *cm*. Würde die Beanspruchung (etwa infolge zu geringer Stärke des Eisenblechs) über 2100 *kg/cm²* hinausgehen, dann würde die elastische und die unelastische Dehnung nach erfolgter Streckung nach den bekannten Dehnungsdiagrammen für Flusseisen zusammen etwa $\varepsilon = 0{,}01$ betragen, somit im vorliegenden Fall etwa die Grösse von $\Delta r_1 = 0{,}01 \cdot 60 = 0{,}6$ *cm* erreichen.

Nun wird praktisch die Loslösung vom Fels oder die in ihrer Wirkung damit ungefähr gleichzusetzende Lockerung der Sprengzone das Mass von 0,06 *cm* im ganzen Umfang leicht überschreiten können, wenn nicht ganz sorgfältig und stark mit Zementbrei hinterpresst wird. Das Eisen wird also rasch bis zum Beginn der Streckgrenze von rd. 2100 *kg/cm²* beansprucht werden, sofern es so schwach bemessen ist, dass der innere Wasserdruck

allein im Eisen diese Spannung überhaupt hervorbringen kann, d. h. wenn $\frac{W_i \cdot r}{s} \geq 2100\ kg/cm^2$ ist. Anderseits wird bei einigermassen ordentlicher Ausführung die radiale Loslösung einschliesslich Lockerung das Mass von 0,6 *cm*, gleichmässig auf den ganzen Umfang bezogen, nicht erreichen. Eine Spannungszunahme bis über die obere Streckgrenze von beispielsweise 2100 kg/cm^2 hinaus wird daher praktisch kaum vorkommen.

b) *Der Beton liege satt am Fels an, aber nicht satt am Eisenrohr.* Ganz analog wie unter a) lässt sich zeigen, dass bei einer gleichmässigen radialen Loslösung von $0{,}001 \cdot r = 0{,}06$ *cm* die Eisenspannung die Streckgrenze von beispielsweise 2100 kg/cm^2 erreicht, vorausgesetzt, dass

$$\sigma_e = \frac{W_i \cdot r_1}{s} \geq 2100\ kg/cm^2$$

ist. Für ein Ueberschreiten der Streckzone müsste die Dehnung wiederum $0{,}01 \cdot r_1 = 0{,}6$ *cm* überschreiten. Eine solche Loslösung erscheint aber bei einigermassen sorgfältigem Einpressen von Zementaus geschlossen.

c) *Der Betonzylinder sei innen vom Eisenrohr und aussen vom Fels gelöst.* Wenn die innere Loslösung grösser ist als die Dehnung (elastische oder Streckdehnung), die der Eisenspannung $\sigma_e = \frac{W_i \cdot r_1}{s}$ entspricht, so gelangt der Betonring nicht zum Arbeiten und er bleibt infolgedessen auch vom Fels gelöst. Ist die innere Loslösung geringer, so beginnt zuerst der Betonring Zugspannungen aufzunehmen, entsprechend dem von ihm aufzunehmenden Anteil des innern Ueberdrucks W_i. Liegt diese Zugspannung des Betonrings innerhalb der Zugfestigkeit des Betons, so bleibt der Betonring intakt und vom Fels gelöst. Ist aber diese Zugspannung grösser als die Zugfestigkeit des Betons, so wird der Betonring durchreissen. Ein Anliegen des Betonrings an den Fels, bezw. ein Mitarbeiten des Felsens beginnt aber erst dann, wenn die radiale Gesamtloslösung innen und aussen kleiner ist, als die Dehnung des Eisenrohrs, d. h. wenn sie kleiner ist als $0{,}001 \cdot r_1 = 0{,}06$ *cm*, sofern das Eisen nicht ganz bis zur Streckgrenze beansprucht wird, und wenn sie kleiner ist als rund 0,60 *cm*, sofern das Eisen über die Streckgrenze hinaus beansprucht wird.

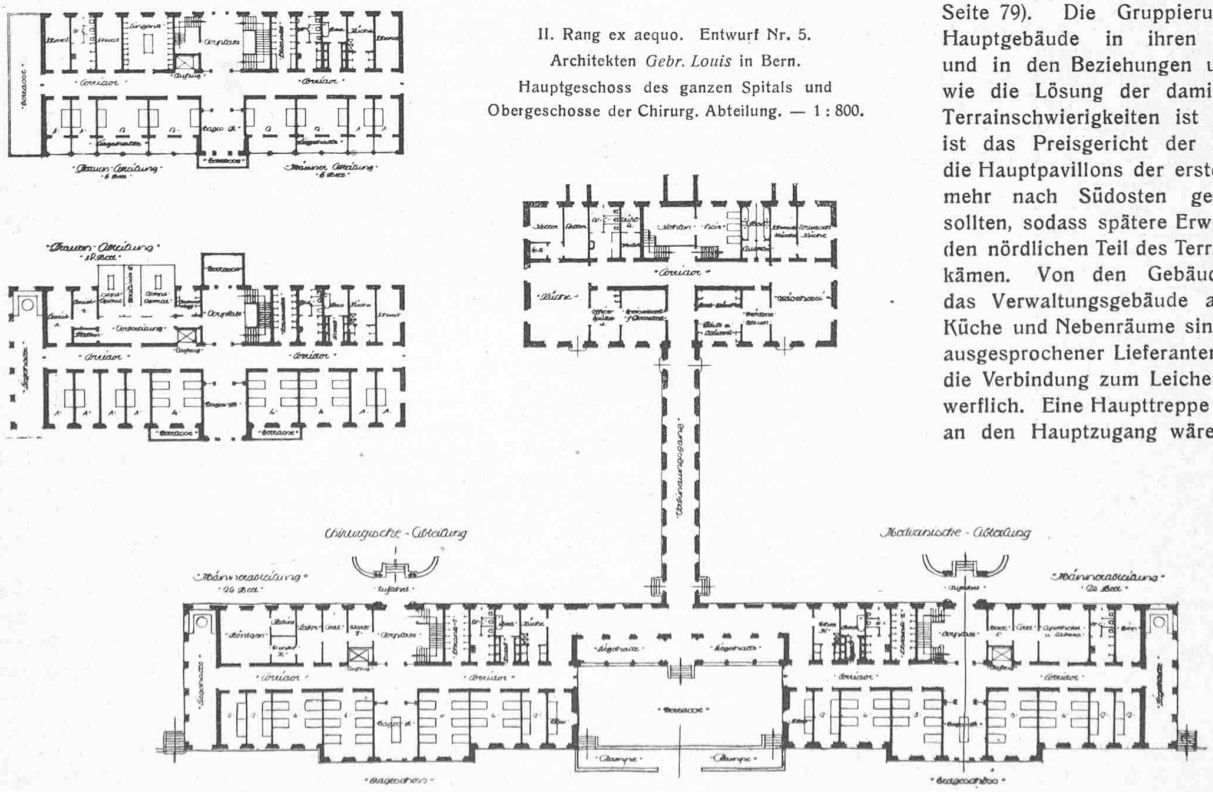
d) *Ueber die Beanspruchung des Eisens bis zur Streckgrenze.* Wir haben gesehen, dass bei einer schon geringen Loslösung des Betons vom Eisen oder Fels von etwa $0{,}001 \cdot r_1$ das Eisenrohr rasch bis auf die Höhe der Streckgrenze von beispielsweise 2100 kg/cm^2 angespannt wird, vorausgesetzt, dass der innere Wasserdruck W_i allein diese Spannung hervorzurufen im Stande sei, bezw. dass die Blechstärke $s \leq \frac{W_i \cdot r_1}{2100}$ sei. Ueber diese Streckspannung hinaus wird das Eisen kaum beansprucht werden. Denn wie aus dem beiliegenden Diagramm ersichtlich ist, wächst die Dehnung in der Streckzone ausserordentlich an und sie beträgt am äussern Ende der Streckzone etwa $0{,}01 \cdot r_1$.

Nun haben wir in den frühern Berechnungen stets angenommen, dass sich das Rohr in der Axrichtung frei zusammenziehen könne. Das ist indessen nicht der Fall; es bleibt in ziemlich starkem Mass eingespannt. Wenn nun aber die Längskontraktion verhindert wird, so kann sich das Rohr auch radial bezw. im Umfang weniger dehnen. (Siehe Bach, Seite 119, 147 ff.) Dann wird gleichzeitig die Streckgrenze in der Richtung des Umfangs erhöht, schätzungsweise im vorliegenden Fall auf etwa 2400 kg/cm^2. Erst bei Ueberschreitung dieser Spannung von schätzungsweise 2400 kg/cm^2 beginnt dann tatsächlich die Streckzone und erst dann legt sich das Rohr, sofern seine Verbindungen nicht vorher reissen, an den anfänglich gelösten Beton an, vorausgesetzt, dass $\frac{W_i \cdot r_1}{s} \geq$ (schätzungsweise) 2400 kg/cm^2 ist. (Schluss folgt.)

Wettbewerb für ein Bezirkspital in Biel.

(Fortsetzung von Seite 64.)

Projekt Nr. 5: „Blyb gsung". Das Projekt zeigt gute architektonische Auffassung und im allgemeinen eine klare Anlage der Gebäude, die sich auch im äussern Aufbau vorteilhaft geltend machen. Besonders sind die Bauten dem Terrain gut angepasst, und ihre Lage begünstigt eine spätere Ausdehnung. Die erzielte Symmetrie ist lobenswert, leider wurde sie dadurch erreicht, dass sich der Verfasser einige Freiheit gegenüber einzelnen Programm-Bestimmungen erlaubte. Die Anlage der Hauptküche befriedigt nicht, ebensowenig jene der Operationsabteilung.

Projekt Nr. 18: „Beaumont" (siehe Seite 79). Die Gruppierung der drei Hauptgebäude in ihren Abmessungen und in den Beziehungen unter sich, so wie die Lösung der damit verbundenen Terrainschwierigkeiten ist gut. Dagegen ist das Preisgericht der Ansicht, dass die Hauptpavillons der ersten Bauperiode mehr nach Südosten gerückt werden sollten, sodass spätere Erweiterungen auf den nördlichen Teil des Terrains zu stehen kämen. Von den Gebäuden befriedigt das Verwaltungsgebäude am wenigsten. Küche und Nebenräume sind ungenügend, ausgesprochener Lieferanteneingang fehlt, die Verbindung zum Leichenhaus ist verwerflich. Eine Haupttreppe im Anschluss an den Hauptzugang wäre vorzuziehen.

II. Rang ex aequo. Entwurf Nr. 5.
Architekten *Gebr. Louis* in Bern.
Hauptgeschoss des ganzen Spitals und Obergeschosse der Chirurg. Abteilung. — 1 : 800.