

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 123/124 (1944)
Heft: 15

Artikel: Die Berechnung von Betonauskleidung von Druckstollen
Autor: Frey-Baer, Otto
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-54031>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

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

Die Hauptspannungen

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

sind aus den Abb. 19, 20, 21, 22 ersichtlich. Die Gleichung

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

bestimmt die Richtungen der Hauptspannungen (Trajektorien), die in den Abb. 23 und 24 dargestellt sind.

Die Normalspannungen σ_y sind für die beiden Belastungsfälle in den Abb. 25 und 26 den nach der Navier'schen Theorie berechneten Normalspannungen gegenübergestellt. Daraus ersieht man, dass die Navier'sche Annahme bis zu einer relativ kleinen Entfernung vom Kraftangriffspunkt der konzentrierten Einzelast gute Resultate ergibt. Beim Kraftangriffspunkt selbst gibt die *Boussinesq'sche*⁵⁾ Theorie ebenfalls gute Resultate.

Durch eine einfache Kombination erhält man die Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} für jede beliebige und beliebig gerichtete Schützenreaktion aus den beiden Belastungsfällen (wobei wie schon gesagt für eine einseitige Schützenreaktion die daraus entstehende Exzentrizität zu berücksichtigen ist), und durch Superposition mit den Spannungen infolge des Eigengewichtes die *totalen* Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} . Aus diesen Werten können, wie vorher angegeben, die Hauptspannungen einfach berechnet werden, deren Werte die Eisenmenge der Bewehrung, und deren Richtung die Form dieser Bewehrung bestimmen.

Das hier beschriebene Verfahren ist eine angenäherte Untersuchung, wobei gewisse Vereinfachungen absichtlich gemacht wurden, um die Berechnung nicht übertrieben umfangreich zu gestalten. Da hinter der Konsole, d. h. hinter dem Lastangriffspunkt noch Beton vorhanden ist, muss berücksichtigt werden, dass nicht alle Armierungsseile im Lastangriffspunkt zusammenlaufen, sondern ihn teilweise *umschlingen*. Eine genaue Berücksichtigung dieses Umstandes ist mit einfachen Mitteln möglich.

Die Berechnung der Betonauskleidung von Druckstollen

Von Dipl. Ing. OTTO FREY-BAER, Baden

(Schluss von S. 179)

Beton gerissen

Wir nehmen an, dass sich am bisher vorausgesetzten Zustand nur eines geändert hat: der Beton weise radiale Risse auf und könne daher keine tangentialen Zugspannungen aufnehmen. Damit gelten natürlich die bisherigen Spannungsgleichungen für den Beton nicht mehr und es müssen neue gefunden werden.

Beton:

Die radiale Längenänderung der Betonstärke $b - a$ (Abb. 8) nennen wir Δu . Sie ist definiert durch den Ausdruck

$$\Delta u = (u^B)^{x=b} - (u^B)^{x=a}$$

Gemäss dem Hooke'schen Gesetz ist

$$\varepsilon_r^B = \frac{\sigma_r^B}{E_B} = \frac{d(\Delta u)}{dx}$$

Von der radialen Betonspannung σ_r^B wissen wir, dass sie umgekehrt proportional dem Radius ist, also

$$\sigma_r^B = \frac{K}{x}$$

Mittels der Randbedingung bestimmen wir K :

$$x = a; \quad \sigma_r^B = (\sigma_r^B)^{x=a}$$

Die Funktion für σ_r^B lautet demnach:

$$\sigma_r^B = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{x}$$

⁵⁾ M. J. Boussinesq: Applications des Potentiels. Gauthier-Villars, Paris, 1885. (Die Linien gleicher Hauptspannungen sind Kreise).

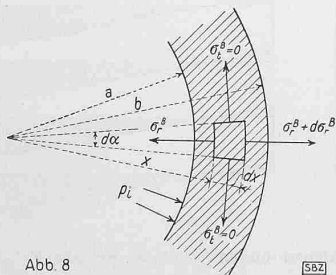


Abb. 8

SBZ

Damit kann Δu sehr einfach berechnet werden:

$$\varepsilon_r^B = \frac{\sigma_r^B}{E_B} = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{E_B} \frac{1}{x} = \frac{d(\Delta u)}{dx}$$

$$d(\Delta u) = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{E_B} \frac{dx}{x}$$

$$\Delta u = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{E_B} \int_a^b \frac{dx}{x} = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{E_B} (\lg b - \lg a)$$

$$\Delta u = \frac{a(\sigma_r^B)^{x=a}}{E_B} \lg\left(\frac{b}{a}\right)$$

Für den Felsmantel und die Armierung haben sich die Ausgangsgleichungen nicht geändert.

Fels:

$$\sigma_t^F = \frac{m E_F C_F}{(m+1)x^2} = -\sigma_r^F$$

$$u^F = \frac{C_F}{x}$$

Armierung:

$$u^A = \frac{a \sigma_e}{E_e}; \quad \sigma_e = \frac{a \sigma_r^A}{F_e}$$

$$u^A = \frac{a^2 \sigma_r^A}{E_e F_e}; \quad \sigma_r^A = \frac{E_e F_e}{a^2} \left(B_B a + \frac{C_B}{a} \right)$$

Damit können wir zur Aufstellung der Randbedingungen schreiben:

$$(\sigma_r^B)^{x=a} - \sigma_r^A = -p_i \dots \dots \dots (1)$$

$$u^A + \Delta u = (u^F)^{x=b} \dots \dots \dots (2)$$

$$(\sigma_r^F)^{x=b} = (\sigma_r^B)^{x=b} \dots \dots \dots (3)$$

Mittels dieser Randbedingungen erhalten wir drei Gleichungen

mit den Unbekannten $(\sigma_r^B)^{x=a}$, C_F und σ_r^A . Die Auflösung ergibt:

$$(\sigma_r^B)^{x=a} = - \frac{a p_i m E_B E_F}{a m E_B E_F + \lg\left(\frac{b}{a}\right) m E_e E_F F_e + (m+1) E_e E_B F_e}$$

$$\sigma_r^A = (\sigma_r^B)^{x=a} + p_i$$

$$C_F = - \frac{a b (\sigma_r^B)^{x=a} (m+1)}{m E_F}$$

Man ist nun in der Lage, für jeden beliebigen Punkt des Querschnittes die Spannungen zu berechnen. Für das bisher als Beispiel verwendete Stollenprofil sind die sich ergebenden Spannungswerte bei wechselnder Felselastizität und mit verschiedenen Armierungsquerschnitten als Diagramm in den Abb. 9 und 10 aufgetragen. Wie man aus diesen Abbildungen leicht ersehen kann, ist auch bei gerissenem Beton die Armierung nicht ausgenutzt, sofern der Felsmantel einige Güte besitzt. Auch die übrigen Spannungen sind klein und können dem Material ohne weiteres zugemutet werden.

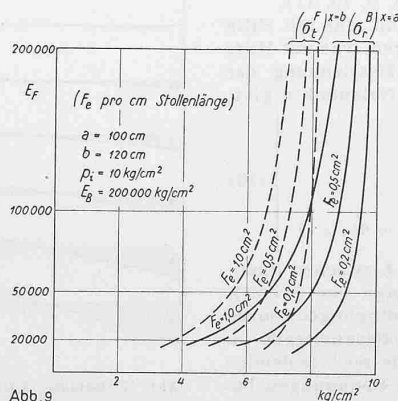


Abb. 9

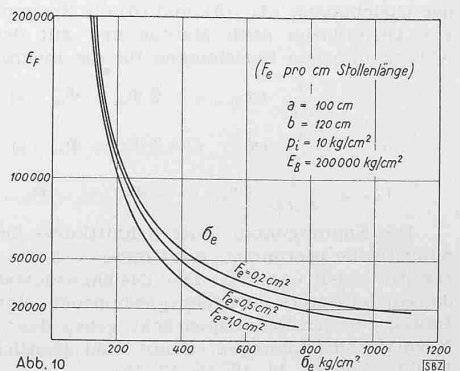


Abb. 10

SBZ

6. Vergleich der bisherigen Berechnungen mit den Messergebnissen im Druckstollen Amsteg²⁾

Im Druckstollen Amsteg wurden von der Druckstollen-Kommission sehr eingehende Dehnungsmessungen durchgeführt. Für unseren Vergleich wollen wir nur die Strecke 'E', die im Sericitschiefer liegt, näher betrachten. In dieser Strecke hat man nicht nur eine grosse Anzahl Messungen vor der Auskleidung durchgeführt, sondern die Messungen wurden richtigerweise nach dem Einbringen des bewehrten Betonmantels fortgesetzt. Es würde zu weit führen, auf alle Einzelheiten dieser ausführlichen und schönen Arbeit einzugehen, vielmehr ist es nötig, sich auf die wesentlichen Punkte zu beschränken.

Die Dehnungsmessungen am unverkleideten Stollen haben ergeben:

- 7. Mai 1921:
 $p_i = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ $b = 170 \text{ cm}$ $u = 0,025 \text{ cm}$ $E_F = 32\,000 \text{ kg/cm}^2$
- 12. Mai 1921:
 $p_i = 3,5 \text{ kg/cm}^2$ $b = 170 \text{ cm}$ $u = 0,02 \text{ cm}$ $E_F = 35\,000 \text{ kg/cm}^2$
- 13. Mai 1921:
 $p_i = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ $b = 170 \text{ cm}$ $u = 0,03 \text{ cm}$ $E_F = 33\,000 \text{ kg/cm}^2$

Der Elastizitätsmodul des anstehenden Sericitschiefers wird mit $35\,000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen. Der Stollen wurde nun mit einer unarmierten Betonauskleidung von $22,5 \text{ cm}$ Stärke ausgekleidet, in die ein armierter Gunitring von $7\frac{1}{2} \text{ cm}$ Stärke und einer Eisenfläche von $37,7 \text{ cm}^2$ pro m^2 Stollen eingezogen wurde. Dies ergab einen mittleren lichten Stollendurchmesser von 276 cm . Da sowohl der Beton als auch der Gunit hohe Zementdosierung erhielten, kann mit einem $E_B = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet werden. Es soll nun die radiale Verschiebung $(u)^{x=a}$ bei einem Innendruck von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ berechnet werden (Beton nicht gerissen!)

$$C_F = \frac{E_B}{E_F} C_B - \frac{b^2 E_B (m+1)}{E_F (m-1)} B_B \dots (1)$$

$$C_F = \frac{250\,000}{35\,000} C_B - \frac{28\,900 \cdot 250\,000 \cdot 7}{35\,000 \cdot 5} B_B$$

$$C_F = 7,15 C_B - 289\,000 B_B$$

$$B_B \left(\frac{m E_B}{m-1} - \frac{E_e F_e}{a} \right) - C_B \left(\frac{m E_B}{(m+1)a^2} + \frac{E_e F_e}{a^3} \right) = -p_i (2)$$

$$B_B \left(\frac{6 \cdot 250\,000}{5} - \frac{2\,100\,000 \cdot 0,377}{138} \right) - C_B \left(\frac{6 \cdot 250\,000}{7 \cdot 19\,050} + \frac{2\,100\,000 \cdot 0,377}{2\,625\,000} \right) = -4,5$$

$$294\,260 B_B - 11,552 C_B = -4,5$$

$$C_F = B_B b^2 + C_B \dots (3)$$

$$C_F = 28\,900 B_B + C_B$$

Aus diesen drei Gleichungen (1), (2) und (3) ergibt sich:
 $B_B = 0,0000149$ $C_B = 0,77$ $C_F = 1,201$

$$u^B = B_B x + \frac{C_B}{x}$$

$$(u^B)^{x=a} = 0,0000149 \cdot 138 + \frac{0,77}{138} = 0,00763 \text{ cm} = 0,0763 \text{ mm}$$

Die rechnerische Durchmesserdehnung sollte somit betragen:

$$D = 2 (u^B)^{x=a} = 0,1526 \text{ mm} = \underline{15,26/100 \text{ mm}}$$

Die gemessene Durchmesserdehnung beträgt $15/100 \text{ mm}$. Dies soll nun nicht heissen, dass die Berechnung ganz genaue Ergebnisse liefert, denn es muss gestanden werden, dass in einer ersten Berechnung rückwärts vorerst der E -Modul des Betons bestimmt wurde. Aber die Berechnung zeigt trotzdem, dass bei einigermaßen richtiger Schätzung der Materialkonstanten gute Ergebnisse erzielt werden können und die Berechnungsmethode brauchbar ist. Es soll nun noch gezeigt werden, was für Spannungen in diesem Stollenprofil zu erwarten waren:

$$\sigma_e = \frac{E_e}{a} \left(B_B a + \frac{C_B}{a} \right) = \frac{2\,100\,000 \cdot 0,00763}{138} = 116 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\sigma_t^B)^{x=a} = \frac{m E_B}{m^2 - 1} \left[B_B (m+1) + \frac{C_B}{a^2} (m-1) \right] =$$

$$= \frac{6 \cdot 250\,000}{35} \left[7 \cdot 0,0000149 + \frac{5 \cdot 0,77}{19\,050} \right]$$

$$\underline{(\sigma_t^B)^{x=a} = 13,2 \text{ kg/cm}^2}$$

$$(\sigma_t^F)^{x=b} = -(\sigma_r^F)^{x=b} = \frac{m E_F C_F}{(m+1) b^2} =$$

$$= \frac{6 \cdot 250\,000 \cdot 1,201}{7 \cdot 28\,900} = \underline{8,9 \text{ kg/cm}^2}$$

Der Bericht der Druckstollen-Kommission erwähnt, dass nach dem Versuch am Beton keine Risse gefunden werden konnten. Die tangentielle Zugspannung im Beton beträgt infolge Innendruck nur $13,2 \text{ kg/cm}^2$. Zu dieser Spannung ist nun aber noch diejenige, die durch die bei der Wasserfüllung eingetretene Temperaturdifferenz erzeugt wurde, zu addieren. Wie wir in einem späteren Abschnitt sehen werden, ist diese zusätzliche Spannung nicht unbedeutend, sodass es sehr wohl möglich wäre, dass der Betonmantel ganz feine Haarrisse aufgewiesen hat, die sich jedoch nach der Entlastung wieder schlossen. Jedenfalls wurden die an die Betonauskleidung gestellten Anforderungen restlos erfüllt und es lässt sich nur noch fragen, ob dies nicht auch mit etwas kleinerem Eisenquerschnitt erreicht worden wäre.

7. Gleichmässige Temperaturänderung der Betonverkleidung

Die spezifische Dehnung infolge einer Temperaturänderung bezeichnen wir mit s . Somit ist

$$\epsilon_t = \frac{u}{x} - s \quad \epsilon_r = \frac{du}{dx} - s$$

$$\epsilon_t = \frac{1}{E} \left(\sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_r \right) \quad \epsilon_r = \frac{1}{E} \left(\sigma_r - \frac{1}{m} \sigma_t \right)$$

Durch Gleichsetzen der entsprechenden Werte und Auflösung der beiden Gleichungen nach den Spannungen erhalten wir

$$\sigma_t = \frac{m E}{m^2 - 1} \left[m \frac{u}{x} + \frac{du}{dx} - s (m+1) \right]$$

$$\sigma_r = \frac{m E}{m^2 - 1} \left[m \frac{du}{dx} + \frac{u}{x} - s (m+1) \right]$$

Die Radialverschiebung u und deren Ableitung kennen wir aus den früheren Ausführungen.

$$u = B x + \frac{C}{x} \quad \frac{du}{dx} = B - \frac{C}{x^2}$$

Setzen wir diese Ausdrücke für u und $\frac{du}{dx}$ in den Spannungsgleichungen ein, so ergibt sich

$$\sigma_t = \frac{m E}{m^2 - 1} \left[B (m+1) + \frac{C}{x^2} (m-1) - s (m+1) \right]$$

$$\sigma_r = \frac{m E}{m^2 - 1} \left[B (m+1) - \frac{C}{x^2} (m-1) - s (m+1) \right]$$

Nun sind wir in der Lage, die uns gestellte Aufgabe zu lösen. Wir nehmen an, dass die bewehrte Betonauskleidung einer gleichmässigen Temperaturabnahme von 10° C ausgesetzt sei, ohne dass sich jedoch der Beton vom Felsmantel löse. Die Temperatur des Felsmantels und der Armierung soll dabei unverändert bleiben. Die Ausgangsgleichungen lauten:

Beton:

$$\sigma_t^B = \frac{m E_B}{m^2 - 1} \left[B_B (m+1) + \frac{C_B}{x^2} (m-1) - s (m+1) \right]$$

$$\sigma_r^B = \frac{m E_B}{m^2 - 1} \left[B_B (m+1) - \frac{C_B}{x^2} (m-1) - s (m+1) \right]$$

$$u^B = B_B x + \frac{C_B}{x}$$

Fels:

$$\sigma_t^F = -\sigma_r^F = \frac{m E_F}{(m+1) x^2} C_F$$

$$u^F = \frac{C_F}{x}$$

Armierung:

$$\sigma_r^A = \frac{E_e F_e}{a^2} \left(B_B a + \frac{C_B}{a} \right)$$

Randbedingungen:

$$(\sigma_r^F)^{x=b} = (\sigma_r^B)^{x=b} \dots (1)$$

$$(u^F)^{x=b} = (u^B)^{x=b} \dots (2)$$

$$(\sigma_r^B)^{x=a} + \sigma_r^A = 0 \dots (3)$$

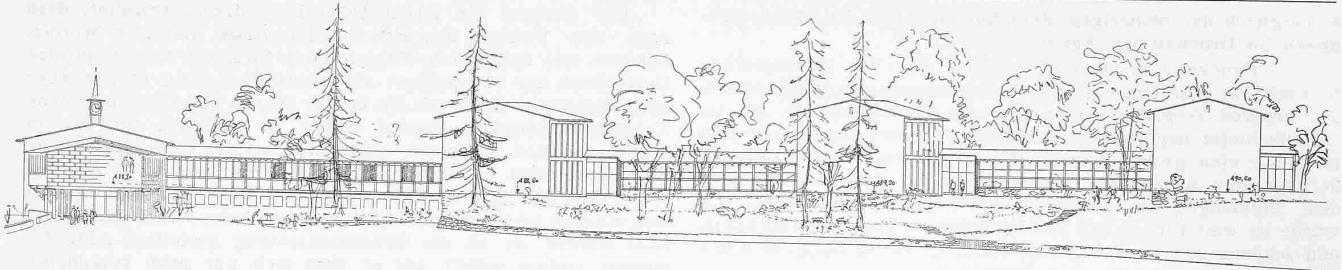
Zur Berechnung der Unbekannten B_B , C_B und C_F stehen uns folgende drei Gleichungen zur Verfügung:

$$-\frac{m E_F}{(m+1) b^2} C_F = \frac{m E_B}{m^2 - 1} \left[B_B (m+1) - \frac{C_B}{b^2} (m-1) - s (m+1) \right] \dots (1)$$

$$\frac{C_F}{b} = B_B b + \frac{C_B}{b} \dots (2)$$

$$\frac{m E_B}{m^2 - 1} \left[B_B (m+1) - \frac{C_B}{a^2} (m-1) - s (m+1) \right] + \frac{E_e F_e}{a^2} \left(B_B a + \frac{C_B}{a} \right) = 0 \dots (3)$$

²⁾ Bericht der Druckstollen-Kommission über den Druckstollen des Kraftwerks Amsteg, erstattet im Auftrag der Generaldirektion SBB, November 1923. - Vgl. A. Schrafl in SBZ Bd. 83, S. 7* ff. (1924)



Für die Berechnung der Unbekannten verwenden wir wiederum als Beispiel den Stollenquerschnitt der vorhergehenden Abschnitte, also $a = 100 \text{ cm}$ $b = 120 \text{ cm}$ $m = 6$

$$E_e = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_B = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_F = 75\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$B_B = \frac{s(3130 - 678 F_e)}{4610 - 1069 F_e}$$

$$C_B = 40\,900 B_B - 32\,300 s$$

$$C_F = 14\,400 B_B + C_B$$

Wenn die spezifische Dehnung s für 1°C Temperaturänderung mit $0,00001$ angenommen wird, dann haben wir in unserer Berechnung für eine gleichmässige Temperaturabnahme im Beton von 10°C ein $s = -0,0001$ einzuführen. Als Eisenquerschnitt wählen wir wieder $F_e = 0; 0,2; 0,5$ und $1,0 \text{ cm}^2$ pro 1 cm Stollenlänge. Es ergibt sich damit:

	$F_e = 0 \text{ cm}^2$	$F_e = 0,2 \text{ cm}^2$	$F_e = 0,5 \text{ cm}^2$	$F_e = 1,0 \text{ cm}^2$
B_B	- 0,0000679	- 0,0000681	- 0,0000685	- 0,0000692
C_B	+ 0,45	+ 0,445	+ 0,430	+ 0,400
C_F	- 0,528	- 0,536	- 0,557	- 0,597
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
$(\sigma_r^B)^{x=a}$	+ 15,4	+ 15,3	+ 15,0	+ 14,3
σ_e	-	- 50,0	- 54,0	- 61,0

Zu dieser Berechnung ist noch zu bemerken, dass die Armierung keiner Temperaturänderung unterworfen wurde. Die Formeln wurden entwickelt, um die Spannungsverhältnisse bei allfälligem Schwinden oder, wenn die spez. Dehnung s entsprechend eingeführt wird, beim Quellen des Betons zu überblicken. Wie aus der Tabelle ersichtlich ist, nehmen mit der getroffenen Annahme von s die Betonzugspannungen beträchtliche Werte an, die mit der Anordnung einer Armierung praktisch nicht reduziert werden können. Die radialen Zugspannungen zwischen Beton und Fels dagegen sind klein und erreichen nur den Wert von 2 bis 3 kg/cm². Da die Austrocknung einer Stollenverkleidung und damit das Schwinden nicht im üblichen Masse eintreten kann, ist die Annahme von $s = -0,0001$ zu ungünstig und die Berechnung besitzt daher mehr theoretischen Wert.

8. Ungleichmässige Temperaturänderung der Betonverkleidung

Bei der Füllung des Stollens mit kaltem Wasser ist es sehr wohl möglich, dass im Betonmantel ein Temperaturgefälle entsteht, das allerdings nach einigen Tagen wieder verschwindet. Bei den Versuchen im Druckstollen des Kraftwerks Amsteg wurde seinerzeit dieses Temperaturgefälle gemessen. Da dabei gleichzeitig die Durchmesserdehnungen festgestellt wurden, kann uns dieses Beispiel dazu dienen, die Genauigkeit der entwickelten Rechnungsmethode zu prüfen. Zu einem bestimmten Zeitpunkt nach der Füllung mit Wasser hat sich die Betonverkleidung der Stollenstrecke 'E' an der Innenleibung um 2°C abgekühlt, wobei jedoch in der Berührungszone von Beton und Fels noch keine Temperaturänderung festgestellt werden konnte. Die Durchmesserdehnung ΔD , die sich allein aus diesem Temperaturgefälle ergab, betrug $25/100 \text{ mm}$. Es soll nun versucht werden, die Durchmesserdehnung für den Fall zu berechnen, dass die Temperaturänderung im Radius b Null ist und diejenige im Radius $a - 2^\circ \text{C}$ beträgt. Die Abmessungen des Stollenquerschnittes sind im Abschnitt 6 gegeben.

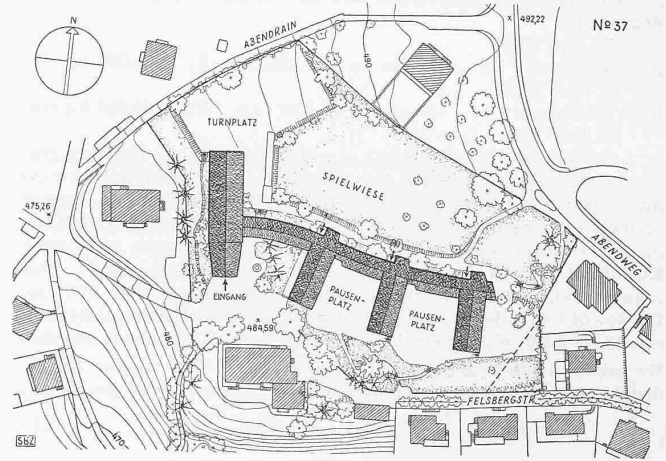
Wenn der Temperatur-Dehnungskoeffizient des Betons für 1°C $0,00001$ beträgt, dann ist in unserem Falle

$$s = - \frac{0,00002 (b - x)}{b - a}$$

Beton:

$$\epsilon_t = \frac{u}{x} - s = \frac{u}{x} + \frac{0,00002 (b - x)}{b - a} = \frac{u}{x} + \frac{0,00002 (170 - x)}{170 - 138}$$

$$\epsilon_t = \frac{u}{x} + 0,000106 - 0,00000625 x$$



Entwurf Nr. 37. Südansicht 1:600, Lageplan 1:2500. — Bew. 13. 9. 44

$$\epsilon_r = \frac{du}{dx} + 0,000106 - 0,00000625 x$$

$$\sigma_t^B = \frac{m E_B}{m^2 - 1} (m \epsilon_t + \epsilon_r) =$$

$$= 257\,000 \frac{u}{x} + 42\,900 \frac{du}{dx} + 31,85 - 0,1875 x$$

$$\sigma_r^B = 257\,000 \frac{du}{dx} + 42\,900 \frac{u}{x} + 31,85 - 0,1875 x$$

$$u = B_B x + \frac{C_B}{x}; \quad \frac{du}{dx} = B_B - \frac{C_B}{x^2}$$

$$\sigma_t^B = 299\,900 B_B + \frac{214\,100}{x^2} C_B + 31,85 - 0,1875 x$$

$$\sigma_r^B = 299\,900 B_B - \frac{214\,100}{x^2} C_B + 31,85 - 0,1875 x$$

Fels:

$$\sigma_t^F = -\sigma_r^F = \frac{m E_F}{(m+1)x^2} C_F = \frac{30\,000}{x^2} C_F$$

$$u^F = \frac{C_F}{x}$$

Armierung:

$$u^A = \frac{a \sigma_e}{E_e} + s \quad \sigma_e = \frac{a \sigma_r^A}{F_e}$$

$$s = -0,00002$$

$$u^A = \frac{a^2 \sigma_r^A}{E_e F_e} + s$$

$$(u^B)^{x=a} = B_B a + \frac{C_B}{a}$$

$$u^A = (u^B)^{x=a}; \quad \sigma_r^A = \frac{E_e F_e}{a^2} \left(B_B a + \frac{C_B}{a} - s \right)$$

Randbedingungen:

$$(\sigma_r^F)^{x=b} = (\sigma_r^B)^{x=b} \dots \dots \dots (1)$$

$$(u^F)^{x=b} = (u^B)^{x=b} \dots \dots \dots (2)$$

$$(\sigma_r^B)^{x=a} = \sigma_r^A \dots \dots \dots (3)$$

Mittels dieser Randbedingungen erhalten wir:

$$C_F = -289\,500 B_B + 7,15 C_B \dots \dots \dots (1)$$

$$C_F = 28\,900 B_B + C_B \dots \dots \dots (2)$$

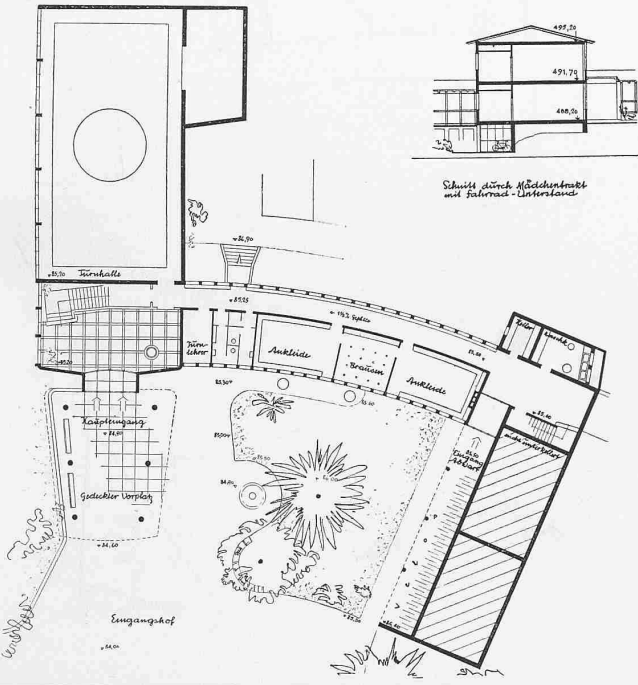
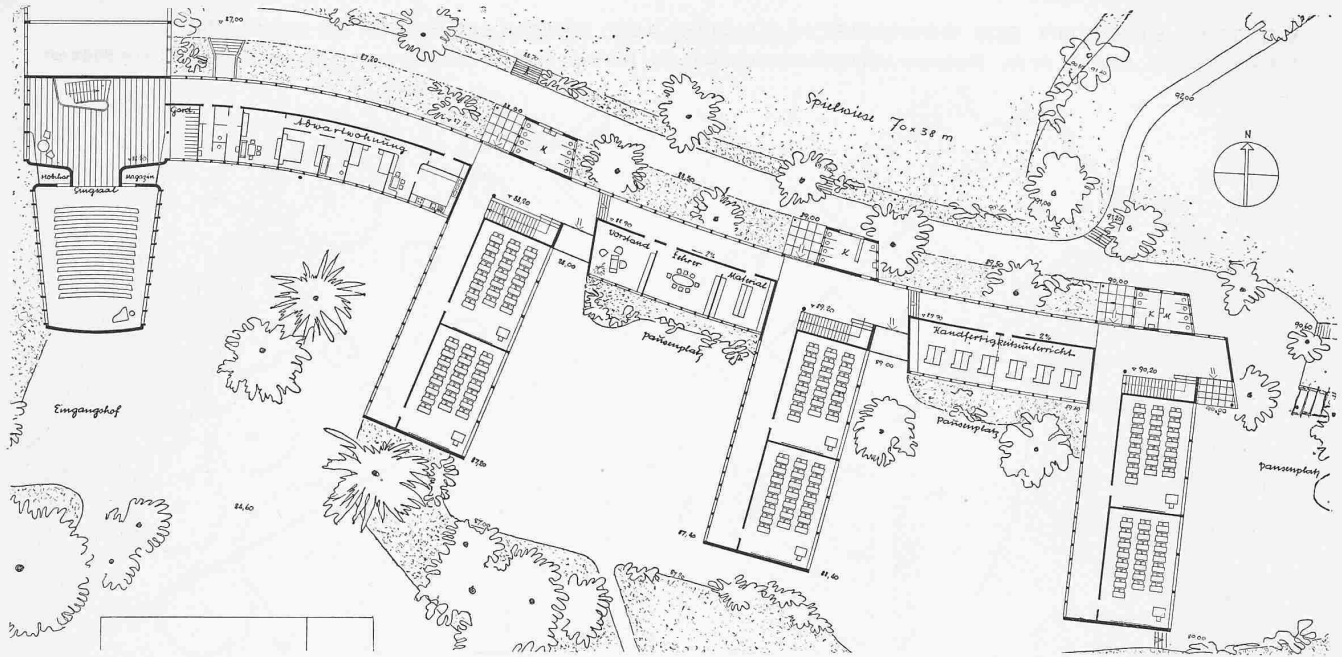
$$294\,160 B_B - 11,531 C_B + 5,96917 = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$B_B = +0,0001975$$

$$C_B = +1,022$$

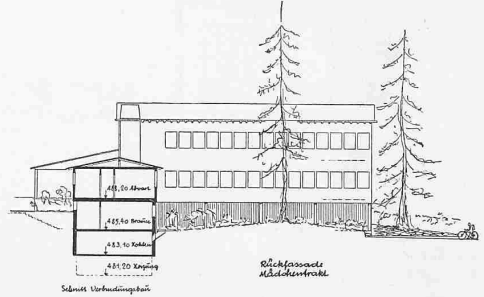
$$C_F = +1,593$$

Die Radialverschiebung eines Elementes im Radius a beträgt:



3. Preis (3000 Fr.), Entwurf Nr. 37.

Verfasser Arch. C. F. KREBS und H. v. WEISSENFLOH, Luzern



Grundrisse und Schnitte
Masstab 1 : 600

Eines haben jedoch die angeführten Beispiele deutlich gezeigt: Die Armierung kann bei weitem nicht «ausgenützt» werden und kann auch nicht dazu dienen, um die Betonzugspannungen in merklichem Masse herabzusetzen. Man kann wohl sagen, dass die Armierung aus statischen Gründen überflüssig ist. Es ist jedoch zu bedenken, dass in gewissen Fällen die Bildung einzelner und daher auch relativ grösserer Risse vermieden werden muss. Mit einer angemessenen Armierung wird man erfahrungsgemäss erreichen, dass sich die Risse in Form von Haarrissen auf den ganzen Umfang verteilen. Diese sind weiter nicht schädlich, da sie sich entweder selbst dichten können oder dann wenigstens keinen nennenswerten Wasserverlust zur Folge haben.

Die Grundlage jeder ernsthaften Berechnung ist die Feststellung des Elastizitätsmoduls des Gebirges. Wenn man bedenkt, mit welcher einfacher Versuchsanordnung Dehnungsmessungen bewerkstelligt werden können, wundert man sich, dass diese so selten ausgeführt werden. Die entstehenden Kosten sind dabei bestimmt viel kleiner als die entstehenden Mehrkosten einer Konstruktion, die überdimensioniert ist, weil sie aus der Unsicherheit entstand, oder die sich nach kürzerer Zeit als zu schwach erweist und überholt werden muss.

Wettbewerb für ein Primarschulhaus auf dem Felsberg in Luzern

(Schluss von Seite 182)

Aus dem Bericht des Preisgerichts

Entwurf Nr. 37. Die drei quergestellten zweistöckigen Schulpavillons und der Turnhalleplatz mit Singsaal sind am südwestlichen Rande des Plateau aufgereiht und durch einen einstöckigen Verbindungsgang verbunden. Diese Lage der Baukörper ermöglicht im dahinterliegenden flacheren Gebiet einen weiträumigen Spielplatz, der über die tieferliegenden einstöckigen Verbindungstrakte Blicköffnungen gegen die Aussichtsseite erhält. Das Gelände ist gut ausgenützt, doch empfiehlt sich eine Ver-

$$(u^B)^{x=a} = B_B a + \frac{C_B}{a} =$$

$$0,00001975 \cdot 138 + \frac{1,022}{138} = + 0,01013 \text{ cm}$$

$$\Delta D = 2 (u^B)^{x=a} = + 0,02026 \text{ cm} = + 20/100 \text{ mm}$$

gemessen: $D = + 25/100 \text{ mm}$

Die an sich kleine Differenz zwischen dem gerechneten und dem gemessenen Wert von ΔD lässt sich leicht aus dem Umstand erklären, dass der Temperatur-Abfall im Beton nicht geradlinig war, wie angenommen, und dass auch die Wandstärke der Betonauskleidung sehr stark schwankte.

9. Schlussbemerkung

Die vorstehenden Berechnungen sollen dem Stollenbauer zeigen, dass sich die Mühe lohnt, eine Auskleidung auch dann zu untersuchen, wenn der Wasserdruck nicht eine besondere Auspannung erfordert. Es bleibt ihm dabei noch überlassen, die Wirkung des vorgesehenen Injektionsdruckes und eines allfälligen Bergdruckes auf den Betonmantel zu berücksichtigen. Auch das Problem des Schwindens und Quellens des Betonmantels wurde in dieser Arbeit nur gestreift und bedarf einer eingehenden Prüfung.