

Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 82 (1990)
Heft: 9

Artikel: Einfache Formel für das Füsseinspannmoment von Gewölbestaumauern
Autor: Herzog, Max
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-939826>

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: 10.02.2026

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

la charge hydraulique n'a entraîné aucun effet tant géologique ou hydrogéologique que sismique.

Enfin, un tel événement a apporté quantité d'enseignements fondamentaux dans les domaines de la sécurité et de la surveillance des barrages. Il a ainsi permis de progresser dans la conception des dispositifs d'auscultation et l'analyse des résultats de mesures. Il a aussi attiré l'attention sur l'influence que peuvent avoir des travaux souterrains réalisés à proximité d'un barrage.

Dix années se seront donc écoulées entre la détection des premières déformations anormales et la reprise de l'exploitation normale. Aujourd'hui, grâce aux efforts conjugués de tous, l'aménagement a retrouvé sa fonction première, celle de produire de l'énergie de pointe.

Remerciements

Qu'il soit permis ici de remercier tous ceux qui ont œuvré pour la réussite de ce défi technique: les experts fédéraux, le Dr h.c. G. Lombardi, Dr T. R. Schneider, M. K. Egger du Bureau W. Schneider, ainsi que leurs collaborateurs, M. M. Parvex, directeur de l'Electricité de la Lienne SA, ainsi que MM. F. Dayer et J.-C. Perruchoud, chefs d'exploitation, M. O. Gicot, ingénieur-conseil de la Lienne SA, le Dr N. Pavoni, pour les questions sismiques et les représentants du canton du Valais, MM. C. de Kalbermatten et E. Fardel, qui ont tous activement participé aux travaux du «groupe de travail pour la remise en eau» sous la direction du Dr R. Biedermann, chargé de la sécurité des barrages auprès de l'Office fédéral de l'économie des eaux; les ingénieurs de Suisselectra qui ont élaboré le projet de remise en état du barrage et assumé la direction des travaux; au niveau de la réalisation des travaux les entreprises Stump SA, pour les travaux des zones A et B et Swissboring SA, pour les travaux de la zone C. Enfin, le personnel de la Lienne SA qui a assuré le contrôle permanent de l'ouvrage.

Bibliographie / Références

- [1] Gicot H. Dr h.c.: Barrage-voûte de Zeuzier. Comportement des grands barrages suisses, CNSGB 1964, pp. 213–222.
- [2] Biedermann R.: Ausserordentliches Verhalten der Staumauer Zeuzier, «wasser, energie, luft», Heft 7/8, 1980, pp. 182–184.
- [3] Schneider T. R.: Stauanlage Zeuzier. Geologisch-geotechnisch-hydrogeologische Aspekte der Mauerdeformation, «wasser, energie, luft», Heft 7/8, 1980, pp. 193–200.
- [4] Biedermann R., Gicot O., Egger K., Schneider T. R., Berchten A., Lombardi G., Amberg W.: Comportement anormal du barrage-voûte de Zeuzier (Suisse), «wasser, energie, luft – eau, energie – air», 74e année, cahier No 3, numéro spécial pour le congrès ICOLD, Rio de Janeiro 1982.
- [5] Pougatsch H.: Unexpected Behaviour of a Large Arch Dam in Switzerland (Case of Zeuzier). International Congress of Large Dams, Rio de Janeiro 1982, Vol I, Q. 52-R.40, pp. 627–640.
- [6] Schneider T. R.: Geological Aspects of the Extraordinary Behaviour of the Zeuzier Arch Dam. International Congress of Large Dams, Rio de Janeiro 1982, Vol II, Q.53-R.38, pp. 601–621.
- [7] Biedermann R.: Aussergewöhnliche Untergrundverformung bei der Talsperre Zeuzier, «Felsbau», Jahrg. 2, Nr. 4, Dezember 1984, pp. 214–217.
- [8] Pougatsch H., Müller R. W.: Barrages suisses, surveillance et entretien. Comité national suisse des grands barrages, 1985, pp. 189–192.
- [9] Berchten A.: Repair of Zeuzier Arch Dam in Switzerland. International Congress of Large Dams, Lausanne 1985, Vol. II, Q.57-R.40, pp. 693–711.
- [10] Lombardi G. Dr h.c.: Injections des massifs rocheux, Société suisse de mécanique des sols et des roches. Réunion de printemps, mai 1987, Bienne, Bulletin 115, pp. 29–41.
- [11] Lombardi G. Dr h.c.: Les tassements exceptionnels au barrage de Zeuzier. Société suisse de mécanique des sols et des roches. Réunion d'automne, novembre 1988, Berne, Bulletin 118, pp. 39–47.

Adresse de l'auteur: Henri Pougatsch, ingénieur civil EPFL, SIA, collaborateur du Chargé de la sécurité des barrages, Office fédéral de l'économie des eaux, case postale, 3001 Berne.

Einfache Formel für das Fusseinspannmoment von Gewölbestaumauern

Max Herzog

Zusammenfassung

Die Elastizitätstheorie des kreiszylindrischen Behälters liefert eine einfache Formel zur Näherungsberechnung des Fusseinspannmoments von Gewölbestaumauern infolge Wasserdrucks. Ihr Ergebnis wird mit den wenigen literaturkundigen In-situ-Messungen verglichen. Die Genauigkeit der einfachen Formel ist für Vorentwürfe ausreichend.

Summary: simple formula for the fixing moment of arch dams in the valley floor

The elastic theory of a cylindrical tank renders a simple formula for the approximate analysis of the fixing moment in the valley floor of arch dams subjected to hydrostatic load. Its results are compared with the few in situ measurements mentioned in literature. The accuracy of this simple formula is sufficient for preliminary design purposes.

1. Einleitung

Zur Vorbemessung von Gewölbestaumauern sind einfache Näherungsrechnungen – wie die bekannte Ringformel von Mariotte – sehr praktisch, weil zeitsparend. Eine solche Näherung lässt sich auch für das Fusseinspannmoment von Gewölbestaumauern unter Wasserdruck angeben. Dieser Lastfall ist neben der Eigenlast, die meist für den Fall offener

Blockfugen in Rechnung gestellt wird, massgebend für die kritischen Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuss.

2. Faustformel

Aus der Elastizitätstheorie des kreiszylindrischen Behälters mit konstanter Wanddicke unter Wasserdruck [1] ergeben sich folgende Gleichungen zur näherungsweise Berechnung des Fusseinspannmoments bei starrer Einspannung (Bild 1). Die kennzeichnende Länge der Kreiszylinderschale beträgt

$$L = 0,76 \sqrt{R_u d_u} \quad (1)$$

und das Fusseinspannmoment der dünnen Schale

$$M_u^0 = (\gamma L^3 / 2) (H/L - 1) \quad (2)$$

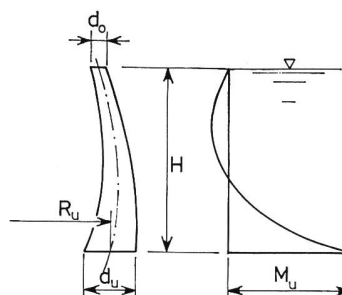


Bild 1. Hauptquerschnitt einer Gewölbestaumauer mit Bezeichnungen und mit dem Biegemoment infolge Wasserdrucks.

Tabelle 1. Veränderlichkeit von horizontalem Krümmungshalbmesser und Wanddicke über die Höhe zweier Gleichwinkelmauern.

Mauer	Kote m ü. M.	R_u m	d_u m	L m	L^* %
Limberg (Österreich) $H = 120$ m	1672	187,8	6,0	25,5	66
	1660	173,9	8,7	29,6	76
	1640	150,8	13,2	33,9	87
	1620	127,3	18,1	36,5	94
	1600	102,0	23,3	37,1	96
	1580	80,4	29,7	37,1	96
	1560	66,6	39,1	38,8	100
Speicheri (Italien) $H = 156$ m	800	79,4	2,88	11,5	73
	780	72,2	3,99	12,9	82
	760	62,4	6,14	14,8	94
	740	54,0	8,53	16,3	104
	720	46,3	10,43	16,7	106
	700	39,0	12,32	16,6	106
	680	34,3	14,32	16,8	107
	660	27,9	15,38	15,7	100

* kennzeichnende Länge in % des Wertes für den Mauerfuss

Mit dem auf die Mauerachse bezogenen Wasserdruck

$$\bar{\gamma} = \gamma(R_u + d_u/2)/R_u \quad (3)$$

wächst das Füsseinspannmoment der dicken Schale auf

$$M_u = M_u^0(R_u + d_u/2)/R_u \quad (4)$$

an.

Obwohl bei den üblichen Gleichwinkelmauern (constant angle arch dams) sowohl der horizontale Krümmungsradius als auch die Wanddicke entlang der Mauerhöhe stark veränderlich sind, ist es deren Produkt nur wenig (Tabelle 1).

3. Vergleich der Faustformel mit In-situ-Messungen

Leider sind nur ganz wenige Dehnungsmessungen an Gewölbestaumauern unter der Wirkung des Wasserdrucks bekannt. Eine weitere Vergleichsmöglichkeit liefern die gemessenen Radialverschiebungen. Aus der Verkrümmung der Mauer in vertikaler Richtung auf Höhe der Einspannstelle folgt das gesuchte Füsseinspannmoment zu

$$M_u = E/w'' \quad (5)$$

In Gl. (5) bedeuten E den Elastizitätsmodul des Mauerbetons, I das Trägheitsmoment des Fussquerschnitts und $w'' = d^2w/dx^2$ die zweite Ableitung der Radialverschiebung in Vertikalrichtung.

3.1 Stevenson Creek ($H = 18,3$ m)

Dem Versuchsbericht [2] ist zu entnehmen, dass aus den in 1,52 m Höhe über der Aufstandsfläche gemessenen Dehnungen mit dem Elastizitätsmodul des Betons von $E_c = 25300$ MN/m² das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = 1,95$ MN (= 100%) ermittelt wurde. Die Faustformel liefert das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = 2,56$ MN (= 131%). Die Näherung liegt also auf der sicheren Seite.

3.2 Gage ($H = 37,4$ m)

An dieser dünnen Zylindermauer [3, 4], die inzwischen durch eine talaufwärts liegende dickere Mauer [5] ersetzt worden ist, wurden bei der zweiten Stauseefüllung im Frühling 1955 auf Höhe der Mauersohle folgende Vertikalspannungen (genauer: mit dem Elastizitätsmodul $E_c = 18000$ MN/m² umgerechnete Dehnungen) gemessen [6]:

Wasserseite 6,0 MN/m² und Luftseite – 6,3 MN/m². Mit dem Widerstandsmoment des Mauerfussquerschnitts $W = 2,57^2/6 = 1,10$ m²/m folgt daraus das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = (6,0 + 6,3) \cdot 1,10/2 = 6,8$ MN (= 100%). Die Faustformel liefert das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = 9,3$ MN (= 137%).

3.3 Cabril ($H = 132$ m)

Mit dem aus den gemessenen Radialverschiebungen [7] zurückgerechneten Elastizitätsmodul des Mauerbetons von $E_c = 20000$ MN/m² folgen aus den im März 1955 gemessenen Temperaturen die auf die Maueroberfläche extrapolierten Temperaturspannungen [8]

$$\text{– Wasserseite } \sigma_x^W = 6,7 \cdot 10^{-5} \cdot 20000 = 1,34 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{– Luftseite } \sigma_x^L = 15,1 \cdot 10^{-5} \cdot 20000 = 3,02 \text{ MN/m}^2$$

Zieht man dieselben von den im gleichen Zeitpunkt gemessenen Oberflächenspannungen (genauer: mit dem Elastizitätsmodul multiplizierte Dehnungen) ab, so betragen die Oberflächenspannungen infolge Wasserdrucks allein

$$\text{– Wasserseite } \sigma_x^W = 5,87 - 1,34 = 4,53 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{– Luftseite } \sigma_x^L = 0,80 - 3,02 = -2,22 \text{ MN/m}^2$$

Mit dem Widerstandsmoment der Mauer auf Oberkante Fundamentsockel $W = 18,7^2/6 = 58,4$ m³/m ergibt sich schliesslich das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = (4,53 + 2,22) \cdot 58,4/2 = 197$ MN (= 100%). Die Faustformel liefert mit der kennzeichnenden Länge $L = 0,76 \sqrt{66,7 \cdot 18,7} = 26,9$ m das Füsseinspannmoment zu $M_u^V = (76,0/66,7) \cdot 10^{-2} \cdot 26,9^3/2 \cdot (107/26,9 - 1) = 330$ MN (= 167%).

3.4 Zervreila ($H = 151$ m)

Mit der aus den im November 1960 gemessenen Radikalverschiebungen [9] ermittelten Vertikalverkrümmung auf Höhe der Mauersohle

$$w'' = \frac{8w}{h^2} = \frac{8 \cdot 38,6 \cdot 10^{-3}}{127^2} = 19,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1} \quad (6)$$

dem Trägheitsmoment des Mauerfussquerschnitts $I = 35^3/12 = 3570$ m⁴/m und dem Elastizitätsmodul des Betons von nur $E_c = 14500$ MN/m² ergibt sich das Füsseinspannmoment nach Gl. (5) zu $M_u^V = 14500 \cdot 3570 \cdot 19 \cdot 10^{-6} = 984$ MN (= 100%) und das mit der Faustformel zu $M_u^V = 970$ MN (= 99%).

3.5 Kölnbrein ($H = 200$ m)

Aus den im Oktober 1979 gemessenen Radialverschiebungen [10] erhält man die Vertikalverkrümmung der Mauer mittelfläche auf Höhe der Mauersohle nach Gl. (6) zu $w'' = 8 \cdot 17,6 \cdot 10^{-3}/67^2 = 31,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$. Mit dem Trägheitsmoment des Mauerfussquerschnitts $I = 37^3/12 = 4220$ m⁴/m und dem Elastizitätsmodul des Mauerbetons von $E_c = 18000$ MN/m² beträgt das Füsseinspannmoment nach Gl. (5) $M_u^V = 18000 \cdot 4220 \cdot 31,4 \cdot 10^{-6} = 2380$ MN (= 100%), verglichen mit $M_u^R = 2180$ MN (= 92%) nach der Faustformel.

Wird jedoch mit dem abgeminderten Trägheitsmoment des durch den beobachteten Schrägriss (Bild 2) abgetrennten Fussquerschnitts gerechnet, so sinkt das Füsseinspannmoment auf $M_{u, \text{red}}^V = 2380 \cdot (26/37)^2 = 1170$ MN (= 100%) ab [11] und das mit der Faustformel berechnete auf $M_{u, \text{red}}^R = 1480$ MN (= 126%). Auch hier liegt die Näherung auf der sicheren Seite.

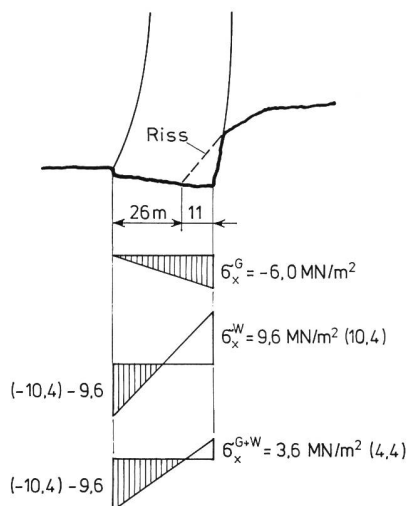
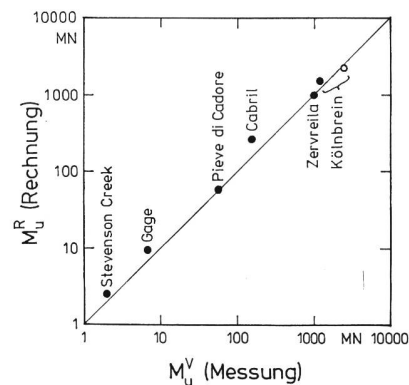


Bild 2, links. Sohldruckspannungen in der Aufstandsfläche der Kölnbrein-Mauer. Die Klammerwerte gelten für das aus den gemessenen Radialverschiebungen berechnete Füsseinspannmoment infolge Wasserdrucks.

Bild 3, rechts. Füsseinspannmomente von sechs Gewölbestaumauern nach Messung (genauer: aus gemessenen Dehnungen oder Radialverschiebungen berechnet) und Rechnung (genauer: mit der Faustformel berechnet). Bei Punkten im oberen Dreieck liefert die Faustformel Näherungswerte, die über den aus Messungen abgeleiteten Füsseinspannmomenten liegen; bei Punkten im unteren Dreieck ist es umgekehrt. Für die Kölnbrein-Mauer gibt der Ring ○ das Verhältnis des Füsseinspannmoments gemäss Faustformel zu dem aus der Messung abgeleiteten vor dem Auftreten des Entlastungsrisse an und der schwarze Punkt ● das Verhältnis nach der eingetretenen Rissbildung.



Aus der Eigenlast des Hauptkragträgers ohne Schrägriss

$$G = \gamma_c H \cdot (d_o + d_u)/2 = 2,5 \cdot 10^{-2} \cdot 200 \cdot (7,6 + 37)/2 = 111 \text{ MN/m} \quad (7)$$

folgt die grösste wasserseitige Sohldruckspannung (Bild 2) zu

$$\sigma_x^G = -2 G/d_u = -2 \cdot 111/37 = -6 \text{ MN/m}^2 \quad (8)$$

Bei Überlagerung mit der Sohlzugspannung infolge Wasserdrucks

$$\sigma_x^W = 6 M_u/d_u^2 = 6 \cdot 2180/37^2 = 9,6 \text{ MN/m}^2 \quad (9)$$

ergibt sich die resultierende Sohlzugspannung am wasserseitigen Mauerfuss zu $\sigma_x^{G+W} = 9,6 - 6 = 3,6 \text{ MN/m}^2$. Mit dem grösseren aus den gemessenen Radialverschiebungen berechneten Füsseinspannmoment infolge Wasserdrucks $M_u^V = 2380 \text{ MN}$ wächst die Sohlzugspannung der Mauerferse auf $\sigma_x^{G+W} = 10,4 - 6 = 4,4 \text{ MN/m}^2$ an. Die Höhe dieses Wertes führte zu jenen bekannten Schäden, zu deren Behebung gegenwärtig eine luftseitige Entlastungsmauer gebaut wird [12].

3.6 Pieve di Cadore ($H = 63 \text{ m}$)

Aus den an einem Modell im Massstab 1:40 gemessenen Vertikalspannungen infolge Wasserdrucks und Eigenlast [13]

– Wasserseite	$\sigma_x = -1,38 \text{ MN/m}^2$
– Luftseite	$\sigma_x = -0,11 \text{ MN/m}^2$
– Differenz	$\Delta\sigma_x = 1,27 \text{ MN/m}^2$

und dem Widerstandsmoment der Umfangsfuge $W = 23,4^2/6 = 91,3 \text{ m}^3/\text{m}$ ergibt sich das Füsseinspannmoment infolge Wasserdrucks allein zu $M_u^V = 1,27 \cdot 91,3/2 = 58 \text{ MN}$ (= 100%) gegenüber dem mit der Faustformel berechneten von $M_u^V = 57,4 \text{ MN}$ (= 99%). Sogar für diese am Rand des Gültigkeitsbereichs der Faustformel $H/L \geq 1,1$ liegende Bogengewichtsmauer ist das Näherungsergebnis noch sehr gut.

4. Folgerung

In Anbetracht der Ungenauigkeit der Ausgangswerte und der Vernachlässigung so wichtiger Einflüsse wie der Bau-

grundsteifigkeit, der Talform und der Talbreite ist die Genauigkeit der hier mitgeteilten Faustformel zumindest für Vorentwürfe ausreichend (Bild 3), weil stets auf der sicheren Seite liegend. Ihr Ergebnis ist der bekannten Ringformel von Mariotte zur Vorbemessung der kreisförmigen horizontalen Bögen ebenbürtig.

Literatur

- [1] Beyer, K.: Statik im Stahlbetonbau. 2. Aufl., 2. Neudruck, S. 783–784. Berlin: Springer 1956.
- [2] Slater, W. A.: Some features of the testing of Stevenson Creek arch dam. «ACI Journal» 24 (1928), S. 273–301.
- [3] Bellier, J.: The project for a dam at Gage. «Travaux». N° 247 (1955), Supplement S. 62–64.
- [4] Mauboussin, G.: The Gage dam. «Travaux». N° 247 (1955), Supplement S. 65–70.
- [5] Comité français des grands barrages: Désordres graves constatés sur des barrages français. 13th ICOLD New Delhi 1979, Bd. II, S. 557–584 (Q 49/R 37).
- [6] Bellier, J., Mauboussin, G. und Mladynovitch, V.: Divers renseignements sur le comportement du barrage du Gage. 6th ICOLD New York 1958, Bd. III, S. 1049–1062 (Q 21/R 103).
- [7] Rocha, M., Serafim, J. L. und de Silveira, A. F.: Design and observation of arch dams in Portugal. Proc. ASCE 82 (1956) PO 3, S. 997–1 bis 49.
- [8] Herzog, M.: Überschlüssiger Spannungsnachweis für Bogenstau-mauern. «Wasserwirtschaft», 77 (1987), H. 2, S. 69–75.
- [9] Comité suisse des grands barrages: Comportement des grands barrages suisses. S. 189–197 (N. Schnitter: Zervreila), Bern 1964.
- [10] Baustädter, K. und Widmann, R.: The behaviour of the Kölnbrein arch dam. 15th ICOLD Lausanne 1985, Bd. II, S. 633–651 (Q 57/R 37).
- [11] Herzog, M.: Parameterstudie des Tragverhaltens einer grossen Gewölbestaumauer. «Wasserwirtschaft», 80 (1990), H. 6, S. 312–324.
- [12] Ludescher, H.: Die Sanierung der Kölnbreinsperre. «Österr. Ing. & Arch.-Zeitschrift», 135 (1990), H. 1, S. 17–25.
- [13] Danusso, A. und Oberti, G.: Diga arco-gravità sul Piave – Criteri di progetto e ricerche sperimentali. «L'Energia Elettrica», 32 (1955), S. 1069–1098.

Adresse des Verfassers: Dr. Max Herzog, dipl. Bauing., Rohrerstrasse 3, CH-5000 Aarau.