

# Die Brücke in Villeneuve-sur-Lot, nebst Betrachtungen zum Gewölbebau

Autor(en): **Maillart, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85/86 (1925)**

Heft 13

PDF erstellt am: **20.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-40095>

## **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.

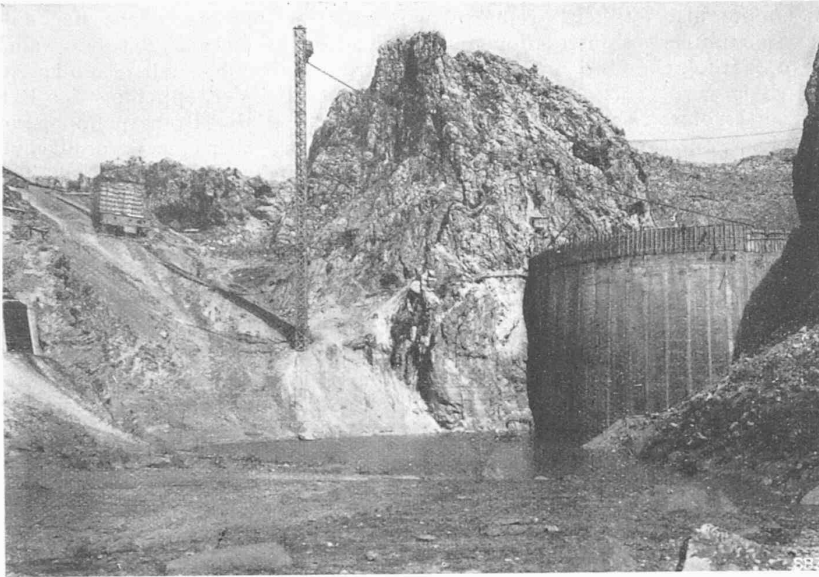


Abb. 8. Gesamtbild am 10. Mai 1924. Am Bildrand links der Druckstollen-Einlauf.

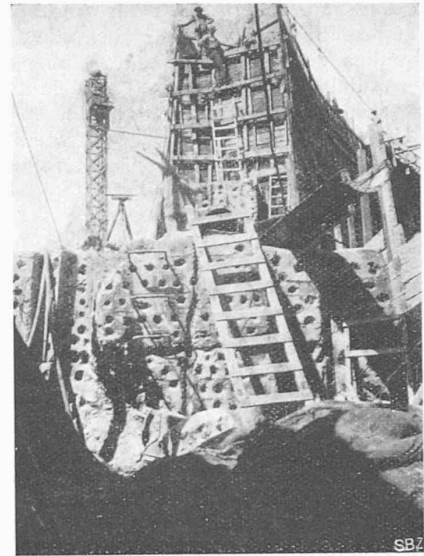


Abb. 7. Bearbeitung der Kontaktflächen.

und kam von dort in die zweite, etwa 100 m lange, an den zwei Tragkabeln aufgehängte Kanalleitung. In diese war auf dem linksseitigen Felskopf der Schlucht ein Zwischenbehälter von etwa  $5 \text{ m}^3$  Fassungsvermögen eingeschaltet, der zum Ausgleich von Störungen in der Betonzufuhr auf die Mauer diente, wie sie beim Schwenken, Heben oder Auswechseln der Verteilungskanäle unvermeidlich waren. Das harte gebrochene Material griff die Kanalwände derart an, dass schon nach rd.  $10\,000 \text{ m}^3$  geschüttetem Beton in einzelnen Kanälen sich die ersten Löcher zeigten. Da diese Abnutzung naturgemäss in den untern Partien des Profils am grössten war, konnte durch Einsetzen eines gebogenen Eisenblechs von 5 mm Stärke und gleicher Länge wie der Kanal, die Lebensdauer der Schüttrinnen oft bis

auf das Doppelte erhöht werden. Die Leistungsfähigkeit der ganzen Betonier-Anlage von Montejaque betrug bei normalem Betrieb 200 bis  $250 \text{ m}^3$  im 9-Stunden Tag; die maximale Tagesleistung belief sich auf  $350 \text{ m}^3$ . Sämtliche Installationen und Zugangswege zur Mauer waren so zu projektieren, dass schon während des Baues das Wasser des Flusses bis nahe an die jeweilige Dammkrone aufgespeichert werden konnte. Dies war durch eine Regulierung des Abflusses mittels der in den Umlaufstollen eingebauten Drosselkappe möglich.

Staumauer, Umleitungsstollen und Wasserfassung wurden in der Zeit von Anfang Juni 1923 bis Mitte Juni 1924 von der Hoch- und Tiefbau-Unternehmung Remy und Cie. in Barcelona ausgeführt.

## Die Brücke in Villeneuve-sur-Lot, nebst Betrachtungen zum Gewölbebau.

(Schluss von Seite 154.)

Ob ein grosses Gewölbe zu armeren sei oder nicht kann allgemein weder bejaht noch verneint werden. Wenn die Verhältnisse so liegen, dass die hauptsächlichsten Berechnungsgrundlagen als zuverlässig gelten können und die Berechnung keine gefährlichen Zugspannungen ergibt, so hat eine Armierung keine Berechtigung. Abzulehnen sind die „formell“ armierten Gewölbe, wo 0,1 bis 0,2 % Armierung eingelegt werden, damit sie als Eisenbetongewölbe angesprochen werden können. Eine so schwache Armierung nützt zu wenig im Vergleich zum Nachteil der umständlicheren Ausführung.

Das beim hier beschriebenen Bau angewendete Verfahren ist geeignet, Unsicherheiten der Berechnung auszuschalten und damit die Armierung überflüssig zu machen. Eisenbetongewölbe sind immer da am Platze, wo wegen mangelnder Konstruktionshöhe oder aus anderen Gründen so schlank gebaut werden muss, dass die Exzentrizität der Drucklinie gefährliche Zugspannungen erwarten lässt.

Wenn von *gefährlichen Zugspannungen* gesprochen wird, so stellt sich die Frage, was darunter zu verstehen ist. Die heute bei uns herrschende Meinung geht dahin, dass eine gewisse Grenzzahl hierfür massgebend sei. Und zwar hat sich als solche Grenze der Zugspannung für Beton  $10 \text{ kg/cm}^2$  eingebürgert, was wohl auch unsern Normen zur Last zu legen ist. Die Normen von 1909 lassen nämlich bei exzentrisch auf Druck beanspruchten Bauteilen  $10 \text{ kg/cm}^2$  Zugspannung zu. Massgebend für diese Festsetzung war aber einzig und allein, dem Konstrukteur die einfachere Berechnung der Druckglieder mit vollem Quer-

schnitt zu gestatten, statt ihn zu einer komplizierteren Nachrechnung für gerissenen Beton zu zwingen, sofern nur geringe Zugspannungen sich ergaben, die ja durch die vorgeschriebene Minimalarmierung ohne weiteres aufgenommen werden. Diese Zahl aber als Kriterium für die Sicherheit von Eisenbeton- oder gar Beton- und Mauerwerks-Bauten anzusetzen, war nicht beabsichtigt. Verschärft wurde das Missverständnis durch die Verordnung von 1915, wo eine entsprechende Zahl von 8 bis  $10 \text{ kg/cm}^2$  nicht nur für Druck, sondern auch für Zugglieder als zulässig erklärt wird. Demgemäss müssen also *Druckglieder* laut Art. 3 f. mit Armierung von mindestens 0,6 % versehen werden, während *Zugglieder* überhaupt nicht armiert zu werden brauchen, sofern die Zugspannung im Beton 8 bis  $10 \text{ kg/cm}^2$  nicht übersteigt.

Während man also bei Aufstellung der Normen von 1909 nicht daran dachte, die Zugbeanspruchung des Beton für die Beurteilung der Standfestigkeit einer Eisenbetonbaute heranzuziehen, sondern es als selbstverständlich betrachtete, dass bei diesen alle Zugspannungen dem Eisen zuzuweisen seien, hat sich, wie schon gesagt, in letzter Zeit die Gepflogenheit herausgebildet, die Grösse der Zugspannungen als für die Sicherheit von Bauten aller Art wesentlich zu betrachten, wie es beim Eisenbau mit Recht geschieht.

Welche Inkongruenzen hieraus entstehen können sei an einem Beispiel gezeigt (Abb. 4). Der gleiche Betonpfeiler von  $1 \times 1 \text{ m}$  Querschnitt sei einmal mit 25 t am Rande (I), ein andermal mit 240 t im Viertel gedrückt (II).

Im ersten Falle ergeben sich bedeutend geringere Druck- und Zugspannungen als beim zweiten, man könnte also daraus schliessen, dass die Sicherheit bei letztgenanntem wesentlich geringer sei. Wenn es aber eintritt, dass infolge einer Zufälligkeit der erste Querschnitt doch rissig wird, so wächst die Druckspannung  $\sigma'$  auf der Gegenkante sofort ins Unendliche und der Pfeiler muss einstürzen. Im zweiten Falle dagegen ergibt sich beim Rissigwerden der Zugzone nur eine ganz minime

Vergrösserung der Druckspannung von 60 auf 64 kg/cm<sup>2</sup>, so dass keine Bruchgefahr besteht.

Der Einwand, dass eben im ersten Falle die Sicherheit gegen Rissbildung eine viel grössere und jedenfalls genügende sei, ist unstichhaltig. Denn wenn man die an Probekörpern ermittelte Druckfestigkeit im Bauwerk im Grossen und Ganzen wiederfindet, so ist dies mit der Zugfestigkeit nicht der Fall. In den Fugen des Mauerwerks sowohl als in den Arbeitsfugen des Beton kann Letztgenannte viel geringer ausfallen als die Proben ergeben haben. Hierzu kommt, dass durch momentane Temperatureinflüsse an der Oberfläche eines Mauerwerkskörpers leicht Spannungsschwankungen von 20 kg/cm<sup>2</sup> und mehr auftreten können. Auf der Druckkante hat dies keine Bedeutung, auf der Zugkante dagegen kann es zur Rissbildung führen.

Die Grösse der rechnermässigen Zugspannungen steht somit zur Sicherheit eines Bauwerkes in gar keiner direkten Beziehung und es hat deshalb keinen Sinn, eine „zulässige Zugspannung“ festzusetzen. Dagegen ist zu fordern, dass überall da, wo Zugspannungen auftreten, untersucht werde, ob sich die genügende Stabilität findet, unter der Annahme, es besitze das Mauerwerk oder der Beton überhaupt keine Zugfestigkeit. Zugspannungen sind also ohne Rücksicht auf ihren Betrag dann als gefährlich zu betrachten, wenn unter der Voraussetzung, dass sie zur Rissbildung geführt haben sollten, die Stabilität nicht mehr vorhanden ist.

Diese Anschauung bedeutet durchaus nichts Neues, sondern galt früher ganz allgemein. Ausser bei ganz unbedeutenden monolithischen Objekten aus Naturstein (Plattendurchlässe, Balkonplatten) liess man die Zugspannungen im Massivbau gänzlich aus dem Spiel. Fiel beispielsweise bei einer Stützmauer die Resultierende ausserhalb des Kernquerschnittes, so kümmerte man sich nicht um die Grösse der daraus resultierenden Zugspannungen, sondern begnügte sich mit der Ermittlung der Kantenpressung unter der Annahme, dass Zugspannungen überhaupt nicht möglich seien. Kehren wir also ruhig zu dieser auf Erfahrung beruhenden Anschauung zurück.

Bei der Wahl der zulässigen Druckspannung sollte man nicht allzu ängstlich sein, insbesondere wenn Temperatur- und Schwindspannungen mitberücksichtigt werden. In den Normen von 1909 ist der ganz richtige Gedanke niedergelegt, dass die berechneten Temperatur- und Schwindspannungen für die Beurteilung der Sicherheit eines Eisenbetonbauwerkes auf eine andere Linie zu stellen sind als die von der Belastung herrührenden. Diese Normen geben demgemäss niedrigere Grenzen an für die aus Belastung allein herrührenden Beanspruchungen und höhere für den Fall der Mitberücksichtigung von Temperatur und Schwinden. In viel geringerem Mass als beim Eisenbau spielen letztgenannte bei der Einsturzgefahr von Massiv- und Eisenbetonbauten mit. Eine fehlerlos konstruierte Eisenbetonkonstruktion deformiert sich lange vor dem Eintritt des Bruches infolge Rissbildung so sehr, dass die

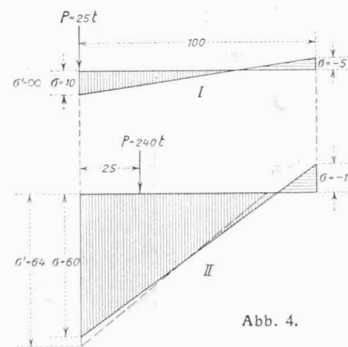


Abb. 4.

Temperaturspannungen vollständig in den Hintergrund treten. Nehmen wir ganz beispielsweise an, bei einer Konstruktion sei die Eisenspannung aus Belastung allein 1200 kg/cm<sup>2</sup>, aus Temperatur allein ebenfalls 1200 kg/cm<sup>2</sup>, also zusammen 2400 kg/cm<sup>2</sup>. Bei Verdoppelung der Belastung tritt also rechnermässig die Bruchspannung von 3600 kg/cm<sup>2</sup> ein. Tatsächlich wird aber eine Verdreifung dieser Belastung nötig sein um den Bruch herbeizuführen, da von einem gewissen Moment an die Temperaturspannungen keine Rolle mehr spielen. Hätte dagegen die Belastung allein 1800 kg/cm<sup>2</sup> und die Temperatur 600 kg/cm<sup>2</sup> ergeben, also zusammen wiederum 2400 kg/cm<sup>2</sup>, so würde schon die Verdoppelung der Belastung zum Bruche führen. Man sieht also, dass trotz ganz gleichen Rechnungsergebnissen die Sicherheit in beiden Fällen eine ganz verschiedene ist. Dass Temperaturspannungen nie zum Bruche führen, ist übrigens erfahrungsmässig durch die grosse Feuersicherheit des Eisenbeton bewiesen: trotzdem dabei Temperaturerhöhungen auftreten, die die den Berechnungen zu Grunde zu legenden um das zwanzig- bis dreissigfache übertreffen, tritt kein Einsturz ein.

In noch viel höherem Masse gilt das Gesagte beim Mauerwerk- und Steinbau. Die Belastung ist sozusagen allein für den Einsturz massgebend. Bevor bei einem Gewölbe auf der Druckseite Spannungen auftreten können, die der Druckfestigkeit nahe kommen, ist die Zugseite gerissen, wodurch die Temperaturspannungen sich automatisch vermindern.

Ein für Mauerwerk- und Betonbauten günstiger Umstand ist übrigens eine gewisse Plastizität, die ihnen eigen zu sein scheint. Schon bei kurzer normaler Lasteinwirkung beobachten wir bleibende Deformationen, die sich bei wiederholter Belastung immer etwas vergrössern, anscheinend asymptotisch einem Grenzwert zustrebend. Es ist aber wahrscheinlich, dass diese Deformation unter jahre- und jahrzehntelanger Belastung immer noch etwas fortschreitet und zwar besonders da, wo Ueberlastung stattfindet. So beobachten wir bei alten Bauten oft sichtbare Deformationen ohne Rissbildung, die sich kaum anders erklären lassen. Es ist dies ein Grund mehr, den Effekt der aus den Formänderungen berechneten Spannungen nicht zu überschätzen; Mauerwerk und Beton besitzen eine gewisse Geschmeidigkeit, die sie befähigen sich ungünstigen Verhältnissen gewissermassen automatisch anzupassen. Die in nächster Nähe festgestellte Tatsache, dass die Köpfe hoher Brückenpfeiler sich dezimeterweise verschieben konnten, ohne dass es als nötig erschienen wäre den Betrieb zu unterbrechen, ist hierfür kennzeichnend.

Damit soll nicht gefordert werden, auf die Berechnung der Temperaturspannungen überhaupt zu verzichten. Sie sollen aber anders gewürdigt, d. h. nicht in den gleichen Topf geworfen werden mit den aus den andern Einflüssen errechneten Spannungen. Man mag aus ihnen auf die Probabilität der Rissbildung schliessen. Wenn man dagegen hofft, auf diese Weise mit Sicherheit rissfreie Stein- oder Betonbauten zu erzielen, so jagt man einem Phantom nach. Die Zugfestigkeit von Mauerwerk und Beton ist zu wenig zuverlässig um damit rechnen zu können.

Diese, an die Beschreibung einer hervorragenden Ausführung anschliessenden Erörterungen mögen vielleicht etwas weitschweifig geworden sein. Aber es schien angezeigt, bei dieser Gelegenheit darauf hinzuweisen, dass nicht nur der Eisenbetonbau, sondern auch der Beton- und Mauerwerksbau noch weiterer nützlicher Entwicklung fähig ist, wobei es sich aber empfiehlt, den rein rechnerischen, auf der Elastizitätstheorie fussenden feinen Berechnungsmethoden nicht die massgebende Bedeutung beizumessen, wie bei dem vollkommen elastischen Eisen. Dabei ist daran festzuhalten, dass es sich um Gebilde handelt die *nur auf Druck* mit Sicherheit zu beanspruchen sind, und dass somit die aus dem Eisen- und Eisenbetonbau herübergenommene Würdigung der Zugspannungen hier nicht am Platze ist.

R. Maillart.