

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé

Autor: Colonnetti, G.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2921>

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: 19.04.2026

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

I Ib 2

Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé.

Zugfestigkeit des Betons in Eisenbetonkonstruktionen.

The Tensile Strength of Stressed Parts in Reinforced Concrete.

G. Colonnetti.

Professeur à l'Ecole Royale Supérieure d'ingénieurs de Turin.

Tous les investigateurs sont unanimes à affirmer qu'à égalité de section de métal, la résistance à la traction dans les ouvrages en béton armé augmente et la tendance à la fissuration diminue lorsque le nombre des armatures croît, en même temps que leur diamètre décroît.

Mais si ce fait peut être considéré comme acquis expérimentalement d'une manière absolument indubitable, l'accord n'est pas aussi unanime, auprès des différents auteurs, en ce qui concerne son explication.

On peut certes rappeler ici ce fait évident que lorsque le diamètre des fers d'armature diminue, le rapport entre le périmètre de leur section droite et la valeur de cette section elle-même augmente — en même temps que s'améliorent les conditions d'adhérence entre les fers et le béton. Toutefois, l'observation expérimentale mentionnée plus haut s'étend notoirement à des cas dans lesquels l'adhérence théorique ne peut à aucun titre entrer en ligne de compte, comme par exemple le cas de la poutre sollicitée à la flexion simple.

En fait, et comme nous le verrons d'ailleurs un peu plus loin, le rappel que nous venons de faire n'acquiert une valeur nettement définie et précise que si, dans nos efforts en vue d'analyser ce qui se passe effectivement dans une pièce soumise à la traction, nous commençons par faire table rase de toutes ces conceptions simplistes et d'ailleurs assez fréquemment contradictoires entre elles, auxquelles nous sommes contraints de recourir dans nos calculs statiques.

On sait que suivant ces conceptions, on a coutume de faire complètement abstraction de toute participation quelle qu'elle soit du béton à la résistance à la traction, ce qui revient à admettre que la charge est intégralement supportée par les armatures seules, si les calculs ont seulement pour but une pure et simple vérification de la résistance des matériaux; au contraire, nous faisons crédit à cette participation du béton en admettant que les contraintes internes se répartissent entre les fers et le béton en raison de leurs modules d'élasticité respectifs, toutes les fois que nous nous proposerons de calculer les déformations, que ce soit celles qui nous intéressent directement ou celles qui sont destinées à nous servir pour le calcul des inconnues hyperstatiques éventuelles.

On sait bien que dans la pratique, on ne se trouve jamais dans l'un ni dans l'autre des deux cas ci-dessus, ou plutôt, pour parler plus exactement, que les deux hypothèses ci-dessus ne se trouvent vérifiées que d'une manière tout à fait exceptionnelle dans le cas de certaines sections particulières; on passe ainsi d'un cas limite à l'autre d'une manière progressive, en traversant toute une gamme de régimes statiques intermédiaires dans lesquels le béton ne prend à sa charge qu'une partie seulement des sollicitations qui pourraient lui être destinées.

Il convient d'ajouter qu'il serait vain de tenter de traduire par ces calculs une telle participation partielle du béton à la résistance d'ensemble de la pièce, car cette participation est essentiellement variable d'un cas à l'autre et même, pour chaque cas, d'un point à un autre de la pièce, par suite des degrés assez variables d'homogénéité du béton, par suite de son adhérence plus ou moins parfaite avec l'acier des armatures et enfin surtout par suite du nombre et de la localisation de certaines fissures très petites et imperceptibles qui peuvent avoir été produites par les causes les plus diverses.

L'opinion a d'ailleurs été émise qu'il n'existe pas de pièce en béton armé dans laquelle on ne puisse déceler, en procédant à un examen suffisamment rigoureux, la présence de quelques-unes de ces fissures imperceptibles, dont l'origine la plus courante est l'état de tension interne qui résulte, pour la pièce, du retrait du béton ou des variations de température.

Il est certain que là où de telles lésions existent, les sollicitations éventuelles de traction correspondantes doivent nécessairement être intégralement supportées par les armatures. Par contra, dans les sections immédiatement voisines, là où le fer se trouve noyé dans une masse de béton saine, compacte et bien adhérente, ce béton se trouve contraint de suivre les déformations des armatures et ainsi il est amené à prendre une part active à la résistance de la pièce aux efforts auxquels elle est soumise, déchargeant ainsi les armatures d'une partie plus ou moins importante des charges qu'elles sont contraintes de supporter par suite de la présence des fissures.

Or c'est précisément dans ces passages des sollicitations du fer au béton et du béton au fer — passages qui ne sont pas prévus dans nos calculs statiques et qui ne peuvent pas y être prévus — que se manifestent dans la masse du béton des contraintes tangentielles qui n'ont rien de commun avec les contraintes qui peuvent résulter de la présence effective d'efforts tranchants éventuels.

Ce sont précisément ces contraintes qui peuvent, si elles dépassent la limite de résistance du matériau, déterminer un élargissement des fissures déjà présentes ou provoquer la formation de nouvelles fissures.

Le problème revient donc à savoir si, et dans quelles conditions, il est possible de rendre cette participation de la masse saine du béton, à la résistance de la pièce, plus effective et plus immédiate — en limitant dans toute la mesure du possible l'importance des régions dans lesquelles elle fait défaut — et sans que les tensions tangentielles engendrées puissent dépasser la limite voulue et compromettre ainsi la stabilité de l'ensemble du système.

Mais il existe encore un autre point au sujet duquel les conceptions théoriques courantes méritent d'être soumises à une révision sévère, basée sur la réalité des faits.

On sait en effet que l'un des postulats fondamentaux sur lesquels s'appuie la théorie statique courante des pièces en béton armé est l'indépendance entre la répartition des contraintes internes et les modalités particulières suivant lesquelles sont appliqués les efforts extérieurs.

Etant donné en effet la sollicitation relative à laquelle se trouve soumise une section donnée de la pièce considérée, on admet avec De Saint-Venant que la loi suivant laquelle se répartissent sur cette section les contraintes internes, est unique et parfaitement déterminée, quel que soit le régime particulier suivant lequel sont appliqués les efforts qui provoquent la mise en jeu de cette sollicitation.

Or, dans la réalité, ce régime particulier d'application des efforts extérieurs présente une importance qui n'est jamais négligeable et qui, dans le cas particulier de la poutre en béton armé, peut même devenir considérable, par suite de la diversité des conditions dans lesquelles peuvent se trouver dans la pratique la masse du béton et les armatures, par rapport aux efforts appliqués.

On doit en effet considérer comme absolument exceptionnel le cas dans lequel les efforts appliqués extérieurement se trouveraient, à l'instant même de leur application, répartis sur les armatures et sur le béton précisément dans une proportion qui correspondrait à une identité des déformations le long des surfaces respectives en contact, justifiant ainsi l'hypothèse de la conservation des sections planes.

Il pourra plutôt arriver que par suite de la présence de ligatures judicieusement réparties entre les fers des armatures les efforts appliqués à une poutre donnée se trouvent appliqués directement à ses armatures métalliques. Dans ce cas, ce seront ces armatures qui, se déformant sous l'action de ces efforts, contraindront à se déformer la masse du béton dans laquelle elles sont noyées, la forçant ainsi à participer plus ou moins activement à la résistance à ces efforts. Mais on peut considérer comme intuitif que cette transmission des contraintes du fer dans le béton ne peut pas se manifester autrement que par suite de l'adhérence et par conséquent par intervention d'un système de contraintes tangentielles qui trouvent leur justification non pas dans les efforts originaux considérés en eux-mêmes, mais bien plutôt dans la manière particulière suivant laquelle ces efforts sont appliqués.

Le cas opposé se manifeste d'ailleurs plus fréquemment: les efforts externes qui déterminent la sollicitation sont en effet dans la plupart des cas appliqués sous forme de pressions superficielles à la masse du béton. C'est alors le béton qui, en se déformant, entraîne avec lui dans ses déformations le métal qui se trouve noyé dans sa masse et le contraint ainsi à collaborer, c'est-à-dire à prendre sa part des contraintes internes, en déchargeant ainsi le béton dans une proportion plus large que l'on ne pourrait le prévoir d'après la théorie. Ici encore, la transmission des contraintes du béton au métal ne peut toutefois se produire sans mettre en jeu certains systèmes de contraintes tangentielles que les efforts extérieurs appliqués, considérés en eux-mêmes, ne suffiraient pas à justifier et

dont la raison d'être réside précisément et exclusivement dans ce fait que l'état effectif d'équilibre n'est pas celui qu'indique la théorie elle-même.

Cette théorie n'en conserve pas moins sa valeur entière de théorie limite, qui doit se vérifier dans les sections de la poutre qui se trouvent à une distance suffisamment éloignée des points d'application des efforts extérieurs. Ce qui veut dire, en langage courant, que dans les conditions normales de charge des poutres en béton armé de type courant, elle ne sera jamais vérifiée.

Il ne serait toutefois pas légitime, dans la pratique, de se baser sur ce qui précède pour négliger le fait que dans les conditions courantes de charge, les contraintes internes dans le béton au voisinage des points d'application de ces charges peuvent prendre et prennent effectivement des valeurs plus élevées que celles que l'on peut prévoir d'après la théorie. Ces tensions internes sont précisément d'autant plus élevées et intéressent une zone d'autant plus étendue de la poutre que le processus ci-dessus décrit de transmission des efforts du béton au fer est lui-même plus lent.

Voici donc que, sous une forme complètement nouvelle et dans des circonstances différentes, se présente encore une fois le même problème: savoir si et dans quelle manière il est possible de rendre plus rapide et plus étroite cette transmission des contraintes internes, sans toutefois que les contraintes tangentielles qu'implique cette transmission dépassent les limites de résistance du matériau considéré, cela afin de rendre plus restreinte la zone dans laquelle se produit effectivement une répartition anormale des contraintes et moins accusée la différence entre cette répartition effective des contraintes et celle que l'on peut prévoir d'après les calculs.

Voici comment un tel problème pourrait être résolu, en reprenant et en appliquant au cas actuel des méthodes de calcul connues et fort élémentaires:

Supposons, pour fixer les idées, qu'une barre d'acier d'un diamètre que nous désignerons par $2r$ se trouve suivant l'une de ses sections droites sollicitée suivant un effort normal unitaire égal à σ_f et que dans une section voisine située à une distance dz de la section précédente, elle se trouve soumise à une charge analogue unitaire égale à $\sigma_f + d\sigma_f$ (fig. 1).

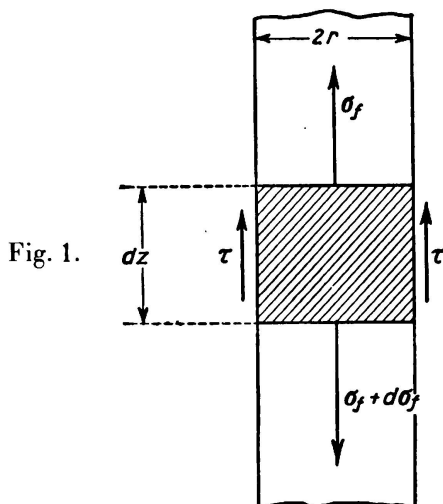


Fig. 1.

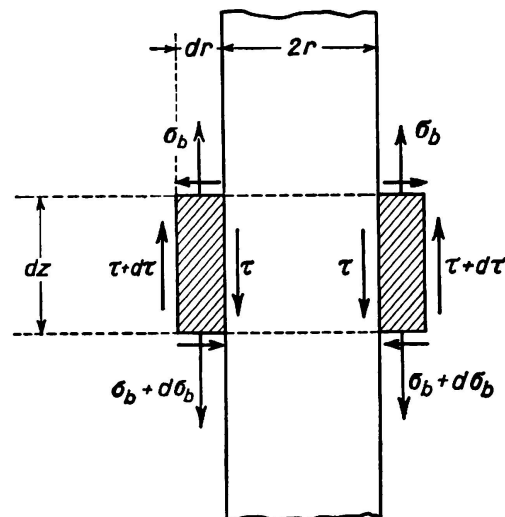


Fig. 2.

Pour l'équilibre de la portion de métal comprise entre les deux sections, il est évidemment nécessaire que sur la surface extérieure cylindrique de cette portion de métal s'exerce une contrainte tangentielle (rendue possible par l'adhérence du béton) dont la valeur moyenne unitaire τ satisferait à l'équation de condition ci-après :

$$d \sigma_f \cdot \pi r^2 = \tau \cdot 2 \pi r \cdot dz$$

relation de laquelle on déduit :

$$\frac{d \sigma_f}{dz} = 2 \frac{\tau}{r} \quad (1)$$

Considérons maintenant la couche cylindrique de béton qui entoure cette portion de métal. Soit dr l'épaisseur extrêmement faible de cette couche de béton, σ_b la contrainte unitaire normale qu'elle a à supporter corrélativement à la première des sections droites ci-dessus considérées, $\sigma_b + d \sigma_b$ la contrainte analogue qui correspond à la deuxième des sections ci-dessus située suivant notre hypothèse à la distance dz de la première (fig. 2).

Les mêmes considérations que nous avons plus haut envisagées en ce qui concerne l'équilibre, dans le cas du métal, nous conduisent, en les appliquant à cette couche cylindrique de béton, à écrire la nouvelle équation de condition ci-après :

$$d \sigma_b [\pi (r + dr)^2 - \pi r^2] = (\tau + d\tau) \cdot 2\pi (r + dr) dz - \tau \cdot 2\pi r dz$$

dans laquelle nous avons naturellement représenté par $\tau + d\tau$ la valeur moyenne unitaire de la contrainte tangentielle que la partie de béton qui entoure la couche considérée exerce sur la surface cylindrique extérieure de cette même couche.

Si nous faisons abstraction des termes infiniment petits d'ordre supérieur au deuxième ordre, cette relation peut prendre la forme :

$$d \sigma_b \cdot 2\pi r dr = \tau \cdot 2\pi dr dz + d\tau \cdot 2\pi r dz$$

ou encore :

$$\frac{d \sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr} \quad (2)$$

Mais si nous voulons que cette couche cylindrique de béton adhère parfaitement au métal qu'elle enveloppe, il est nécessaire d'admettre que sur les surfaces en contact, les déformations des deux matériaux sont identiques. Pour cela, si l'on désigne par E_f le module d'élasticité normal de l'acier et par E_b celui du béton, on devra avoir la relation suivante :

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

et :

$$\frac{d \sigma_f}{E_f} = \frac{d \sigma_b}{E_b}$$

De la condition de coexistence des deux relations d'équilibre que nous avons ainsi écrites, il résulte immédiatement la relation :

$$\frac{d \tau}{dr} = \frac{2 E_b - E_f}{E_f} \cdot \frac{\tau}{r} \quad (3)$$

dans laquelle le coefficient :

$$\frac{2 E_b - E_f}{E_f}$$

est toujours négatif.

Si, comme on le fait dans la pratique, on admet que l'on a :

$$E_f = 10 E_b$$

ce coefficient prend la valeur $\frac{4}{5}$

Dans tous les cas, on peut d'une manière tout à fait générale, affirmer que les contraintes tangentielles dans le béton décroissent assez rapidement dès que l'on s'éloigne de la surface du métal; cette diminution est d'autant plus rapide qu'est plus grande la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ entre l'intensité maximum que ces contraintes tangentielles ont atteinte sur cette surface et le rayon de cette surface elle-même.

Mais la première des équations d'équilibre que nous avons écrites rappelle que la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ dépend aussi de la rapidité avec laquelle varie le σ_f (et par suite le σ_b) en fonction de z .

Nous sommes ainsi conduits à conclure que deux conditions doivent être satisfaites si nous voulons que la transmission des efforts du métal dans le béton (ou bien du béton dans le métal) se produise sur une région très limitée, tant longitudinalement que transversalement :

- 1° — une valeur élevée de τ , c'est-à-dire une bonne adhérence entre les deux matériaux;
- 2° — une faible valeur de r , c'est-à-dire la répartition de la section totale du métal des armatures sur un grand nombre de fers de petit diamètre.

La première de ces conditions est évidente et tout à fait intuitive; quant à la seconde, elle rappelle directement le résultat expérimental auquel nous avons fait allusion au début de cette étude et nous met en mesure de préciser le double avantage que l'emploi d'armatures de faible diamètre nous permet de réaliser, à savoir que pour une même valeur maximum des contraintes tangentielles, le transfert des contraintes du métal dans le béton (ou du béton dans le métal) se réalise ainsi dans une région plus limitée tant longitudinalement que transversalement, ou bien, suivant le cas, pour une localisation semblable du transfert des contraintes, ce transfert se fait au prix de contraintes tangentielles réduites au minimum.

Résumé.

L'auteur montre l'insuffisance des hypothèses usuelles qui servent de base au calcul des sections de béton armé. Il examine comment les contraintes tangentielles se transmettent et comment cette transmission peut être améliorée. Le calcul prouve, ce qui est un fait connu, que beaucoup de fers minces sont préférables à peu de fers de forte section.