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

Band: 1 (1932)

Artikel: Colonnes en acier enrobées avec du béton ou du béton armé

Autor: Emperger, F.v.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-474

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: 15.07.2025

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

nahme 1400-1600 kg/cm², also um ein Viertel mehr, hätte betragen können. Ferner musste ich die oberen Stockwerke trotz der geringen Belastung mit einem Stahlgerippe bewehren, trotzdem eine ganz leichte Rundeisenarmatur genügt hätte. In der amerikanischen Praxis werden, wenigstens bei niedrigen Gebäuden, für die oberen Stockwerke Eisenbetongerippe eingeführt, welche auf das darunter befindliche Stahlgerippe aufgesetzt werden. Eine weitere Ersparnismöglichkeit besteht in der vorteilhafteren Bauorganisation, da die Armatur aus fertigen Bestandteilen besteht, welche am Bau nur zusammengeschraubt werden. Es sei diesbezüglich auf die Ausführungen von Dr. Bela Enyedi [1] in Budapest verwiesen, welcher darauf hinweist, dass die Einwände, welche man gegen die Verwendung von Armaturen aus fertigen Stahlsäulen macht, hauptsächlich von jenen herrühren, welche auf diesem Gebiete keine Erfahrung besitzen, und die die einmal liebgewordene Praxis um jeden Preis verteidigen. Ausschlaggebend für die Wirtschaftlichkeit sind die zulässigen Lasten für deren Berechnung besondere Vorschläge im Nachtrag gemacht werden sollen.

TRADUCTION

Les deux éléments principaux d'une ossature métallique, colonnes et poutres, ne sont pas équivalents quant à la combinaison rationnelle de l'acier avec le béton qui l'enveloppe. Les colonnes seules permettent la réalisation d'une économie sensible.

Nous ne nous occuperons ici que des colonnes. La supériorité économique de la colonne en béton armé par rapport à celle purement métallique est si élevée, en tant qu'une faible armature suffit, qu'elle peut être considérée comme la cause principale de l'application si étendue du béton armé dans les constructions. Elle diminue à mesure qu'il faut augmenter l'armature, que ce soit dans le but de réduire la section ou de supporter de plus fortes charges. De là la tendance à remplacer les fers ronds par des fers profilés pouvant être disposés dans la section d'une manière opportune. On arrive ainsi de soi-même à une forme intermédiaire entre les deux solutions, c'est-à-dire à un béton avec armatures en fers profilés ou à une ossature métallique rigide enrobée de béton.

Jusqu'à présent, on a calculé la colonne métallique purement comme telle, sans s'occuper de l'enveloppe. Aucune des prescriptions européennes n'a reconnu les avantages qui proviennent tout naturellement de l'enrobement, telle que par exemple la sécurité contre les dangers d'incendie. C'est ce qui explique pourquoi non seulement la question en elle-même, mais aussi toute une série de détails qui s'y rattachent ne sont pas encore élucidés. Outre les essais systématiques que j'ai organisés ou proposés en Autriche et en Amérique, on a fait bien peu jusqu'à présent pour éclaircir cette question. Nous allons donner ici un aperçu de son développement, des résultats des essais, et de toutes les questions qui s'y rattachent et qui devront être l'objet d'essais à entreprendre durant les années à venir.

A. Essais exécutés.

Il est réjouissant de constater que différents rapports présentés à ce congrès s'occupent d'essais entrepris depuis le dernier congrès, qui permettront d'élu-

1. Cement, Berlin, 1931.

cider un grand nombre de détails. Sans aucune intention d'anticiper, nous donnons ici un aperçu de quelques-uns de ces travaux.

1) Essais entrepris sous les auspices de l'American Concrete Institute à l'Université d'Illinois à Urbana, par le Prof. E. F. RICHART, et à l'Université Leigh à Bethléem par le Prof. SLATER [1] (300 essais). Un rapport préliminaire a été présenté à Zurich, des communications ultérieures suivent dans le numéro de janvier 1932 du « Journal of Concrete Institute » [2].

2) Essais belges du Prof. BAES, Bruxelles.

3) Essais allemands, à Stuttgart, du Prof. W. GRAF et du Prof. Dr. E. MOERSCH (150 essais) et, à Dresde, du Prof. Dr. W. GEHLER et du Reg. Baurat AMOS (jusqu'à présent 30 essais).

4) Essais de la Société Néerlandaise du Béton à La Haye, par l'ingénieur RENGERS (97 essais).

5) Essais italiens par le Prof. SANTARELLA, Milan.

6) Essais du « Oesterr. Eisenbetonausschuss » Vienne, par le Dr. F. EMPERGER (114 essais) : fascicule XI et XII des « Berichte », ainsi que 24 essais récents par le Prof. Dr. SALIGER (env. 40 essais).

7) Essais suisses par le Prof. Dr. M. Roš à Zurich (50 essais).

8) Essais de la Société tchécoslovaque du Beton à Prague, par le Prof. Dr. KLOCKNER (20 essais).

9) Essais hongrois par le Prof. CZAKO (20 essais).

B. Calcul de la puissance portative.

Nous désignerons par K_e la limite de déformation à la compression de l'acier, par K_b la résistance du béton dans la colonne, et par F_e et F_b les sections respectives de la colonne, en diminuant F_b de la valeur enrobée de F_e.

On aura d'abord à déterminer si l'on peut considérer que la section F_b est active dans sa totalité ou seulement en partie (F'_b). Nous distinguons quatre genres de colonnes :

I. La colonne métallique avec noyau en béton

$$P = F_e K_e + F_b' K_b$$

II. La colonne métallique avec béton bridé

$$P = F_e K_e + F_b' K_b$$

III. La colonne métallique avec frettage puissant (Résistance à la tension K_u).

$$P = F_e K_e + F_b' K_b + F_u K_u$$

IV. La colonne métallique avec frettage faible, l'enveloppe portant elle aussi.

$$P = F_e K_e + F_b K_b$$

1. La puissance portative de la colonne du type I.

C'est dès le début des constructions en béton armé qu'on a posé, suivant les conceptions d'alors, la question de la collaboration d'une colonne d'acier avec

1. La spécification des 1027 essais européens qui y sont indiqués n'est pas encore complète.

2. Voir aussi : Journal A. C., 1er fascicule, nos 6 et 7, où l'on trouvera dans le numéro 6 de l'année 1930 un aperçu complet de tous les 572 essais entrepris aux États-Unis.

3. Heft XIII der Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses.

une enveloppe en béton, et, dès 1905, j'ai réussi à exécuter, à Stuttgart, des essais avec toute une série de colonnes de ce genre. En 1906, je fis personnellement des essais avec des colonnes d'acier avec ou sans béton armé, et les essais que j'ai publiés en 1907 [1] ont prouvé la loi de superposition. Lors de la publication ultérieure des essais précités de Stuttgart, j'ai eu l'occasion d'expliquer à nouveau cette loi de superposition [2]. Comme on s'était ancré à l'idée du coefficient d'équivalence, et qu'on doutait même de la possibilité de l'addition, on choisit comme essais de démonstration la collaboration de deux fers à U enveloppant un prisme de béton. Dans la suite, j'ai exécuté toute une série d'essais avec colonnes d'acier de différentes formations et longueurs, avant et après leur enrobement [3].

2. La puissance portative de la colonne du type III.

Le premier programme des essais comportait des essais parallèles sur des colonnes frettées en acier et en fonte [4]. Comme l'acier spécial était très cher à ce moment, et que la fonte était non seulement meilleur marché que l'acier ordinaire d'une limite de déformation à la compression de 2.400 kg./cm², mais aussi beaucoup plus résistante à la compression, et qu'il était possible de la solliciter jusqu'au double, je me suis occupé dans la suite exclusivement de colonnes en fonte, avec lesquelles j'ai entrepris plusieurs centaines d'essais. Je rappellerai brièvement les nombreuses applications de ces colonnes, et notamment le fait que ces colonnes, qui sont connues en Amérique sous le nom de « colonnes Emperger », ont été utilisées pour la construction de gratte-ciel jusqu'à 30 étages [5]. Je renvoie aussi aux essais de l'ingénieur Mensch [6] et du « Bureau of Standards of the U. S. A. » ainsi qu'à mes rapports au Congrès International de San Francisco en 1915. Le fait que, en 1908 déjà, le Mac Graw Hall Building et le bâtiment de l'Engineering News Record, érigés d'après les plans du Prof. Burr, se composaient d'ossatures en acier comprenant des colonnes d'acier enrobées, prouve combien les nombreux ponts construits d'après le système Mélan avaient contribué à la compréhension de la collaboration du béton avec les ossatures rigides. Je rappelle de plus les essais exécutés en 1912 par Talbot et Lord [7]. Il s'agit ici du plus important travail de ce genre, qui, comme les miens, n'a d'abord pas trouvé l'appréciation méritée. Ce n'est qu'en 1924 que nous la trouvons dans les Standard Specifications américaines pour béton armé, qui distinguent déjà entre les « Composite Columns » (art. 168) suivant le type III et les « Structural Steel Columns » (art. 169) d'après le type I. Elles appliquent déjà la loi de superposition pour la détermination de la puissance portative de ces colonnes, sans toutefois utiliser dans le calcul une valeur uniforme $n = E_c/E_b$.

1. Beton und Eisen, 1907, pages 101 et 172.
2. Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII. Versuche mit Säulen. Berlin, 1908.
3. Beton und Eisen, 1908, page 149.
4. Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses, Heft III.
5. Eng. News Record, 1929, p. 129, et Beton und Eisen, 1931, p. 264.
6. Journal of Concrete Institute, 1930, Nr. 23, p. 263.
7. An investigation of the Value of Concrete as Reinforcement for Structural Steel Columns.

Comme, à défaut de prescriptions reconnues par les autorités, on ne pouvait prendre en considération, en Europe, l'application de colonnes métalliques enrobées, on a aussi renoncé à des essais, qui n'auraient tout de même pas été pris en considération par les autorités compétentes. Dans ces conditions, je n'ai pu appuyer les demandes de classer ce type dans les prescriptions existantes. Car on ne voulait pas renoncer à l'exigence impossible qui base le calcul de la colonne sur un seul coefficient d'équivalence. Je suis d'avis qu'il n'est pas faisable de calculer des colonnes frettées munies d'une solide armature d'acier avec $n = 15$ et des colonnes en fonte frettées avec $n = 8$ à peu près, sans tenir compte des différentes qualités du béton et de l'acier. J'ai donc préféré ne pas avoir à m'inquiéter de prescriptions officielles, tout au moins en ce qui concerne les colonnes en fonte frettées, et n'ai repris les essais avec les colonnes en acier frettées qu'en 1927, dans le fascicule XI des « Berichte des Oester. Eisenbetonausschusses ». J'y ai prouvé, par un essai unique avec de l'acier fretté d'une limite de déformation à la compression atteignant 3.360 kg./cm², qu'à l'intérieur du frettage les différentes limites de déformation à la compression se manifestent d'après la loi de superposition [1].

Il est clair que l'exactitude à laquelle on peut arriver dépend de celle avec laquelle on peut déterminer les limites de déformation de l'acier et du béton, malgré les variations inévitables de la résistance du béton. On trouvera les résultats d'essais de ce genre dans le fascicule XII de 1930 des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses », dans lequel l'ensemble des questions traitées ici a été examiné, tout au moins dans le cadre restreint du travail.

La loi de superposition, qui indique la collaboration de deux matériaux jusqu'à la rupture, dépend de la possibilité d'augmenter la capacité de déformation du béton à la compression de façon qu'il arrive à la rupture au moment où l'acier atteint la limite de déformation. Il faut donc savoir quelle est la limite de déformation de l'acier, si l'on demande qu'elle soit complètement utilisée, et comment on peut l'atteindre pour le béton. Ces recherches sont difficiles du fait que les courbes de déformation du béton et de l'acier se raccordent à cet endroit tangentiellement à la droite et qu'il n'est pas possible de les déterminer d'avance avec une précision suffisante. Pour assurer l'utilisation complète de l'acier, il est nécessaire d'avoir un certain excédent de la capacité de déformation de béton. En se basant sur les essais avec le même béton que celui qui a été utilisé pour les essais décrits dans le fascicule XII précité, on a trouvé la limite inférieure de déformation du béton ordinaire un peu supérieure à 1 %. Dans la fig. 1, les courbes reportées en dessous de l'axe des x se rapportent à l'acier St 37, avec une limite de déformation à la compression de 2.400 kg./cm², et à un acier spécial de 3.400 kg./cm², celles au-dessus de l'axe à différentes qualités de béton. Les essais faits en Hollande permettent une comparaison entre cinq qualités de béton α, β, γ, δ et ε, le béton dont il est question dans le fascicule XII correspond à peu près à la qualité β. Pour permettre de mieux comprendre ces valeurs moyennes, nous avons aussi reporté dans la figure, en pointillé, les limites des écarts des mesures dont on a pris les moyennes. D'après la loi $E \simeq \frac{5}{3} \frac{K_b}{E_0}$ communiquée au congrès de 1931

1. Fascicule XI des « Berichte », page 66, tableau 6 et fig. 34.

à Zurich, l'élasticité initiale est une tangente à l'origine des différentes courbes de déformation entre 200.000 et 360.000 kg./cm² [1]. La valeur moyenne entre la tangente à l'origine et celle correspondant à la charge totale admissible est plus petite, de 14.000 à 280.000, conformément à un coefficient d'équivalence de 15 à 7,5.

La fig. 1 donne la limite de déformation à la compression en fonction de la résistance à la compression de cubes, K_w. Les points déterminés de cette manière sont indiqués par des cercles, tandis que les valeurs moyennes des essais sont représentées par la courbe médiane à trait fort se terminant par un point noir. On a déjà tenu compte, ici, du fait constaté par l'ingénieur Kugi, que la résistance de la colonne exprimée par cette valeur finale, est également une fonction de la résistance de cubes. On a trouvé pour cette fonction l'expression

$$K_b = (0{,}8 - 0{,}00023\, K_w)\, K_w \quad (K_b \text{ et } K_w \text{ en kg./cm}^2).$$

On voit que la valeur finale de la résistance de la colonne diminue proportionnellement à l'augmentation de la qualité, tandis que la limite de déformation va en ascendant.

La plupart des ouvrages indiquant la capacité de déformation du béton à la compression comme étant de 1,5 à 2 %, il y a lieu d'observer qu'à quelques essais américains, tels que ceux de Talbot et de Lord, ainsi que, récemment, à ceux du Prof. Graf [2], on a constaté une limite de déformation de 1,4 %, ce qui provient de la manière d'application de la charge notamment à l'approche de la rupture [3]. Aux essais mentionnés, on a examiné un béton correspondant à peu près à la qualité β. On devrait s'entendre sur la manière d'appliquer la charge à la rupture, pour pouvoir obtenir des valeurs comparables. Les décharges, les répétitions et les interruptions habituelles durant les degrés de charges inférieurs sont sans importance, tandis qu'à l'approche de la rupture, des modes de charges différents peuvent donner des résultats contradictoires.

Si nous augmentons la capacité de déformation du béton à la compression jusqu'à celle des fers longitudinaux, pour assurer ainsi son plein concours, il faut tenir compte de la marge entre la valeur minimum de la limite de déformation du béton et la valeur maximum de celle de l'acier. Pour du béton ordinaire, cette valeur minimum est à peu près de 1 ‰, tandis que pour de l'acier doux la valeur maximum est de 1,6 à 2 ‰. Il s'agit donc de compenser une différence de 1 ‰ environ.

Pour une section du type I, ce sont les fers entourant la colonne qui se chargent de l'augmentation de la capacité de déformation du béton, car ils agissent comme un frettage.

3. La puissance portative d'une colonne du type II.

Dans la section du type II, on cherche à augmenter la capacité de déformation au moyen de brides. On n'est toutefois pas d'accord sur l'efficacité de ces brides en ce sens. L'opinion défavorable provient notamment de ce qu'on n'a

1. Voir le Rapport du Congrès pour l'Essai des Matériaux, Zurich, 1931.
2. Communiqué au Congrès de Zurich en 1931.
3. Slow and fast loading. Voir Lehigh University, 1931, No 10, p. 37, fig. 27.

attaché aucune valeur, jusqu'à présent, à leur rôle d'armature transversale, mais qu'on a considéré comme leur but unique d'augmenter la résistance du béton à la compression. Or, les brides ne conviennent guère à cet effet, alors qu'elles semblent être utiles pour l'augmentation de la capacité de déformation. Leur emploi est d'autant plus important, que la section carrée est la plus avantageuse pour des colonnes, comme il résulte des essais hollandais. La fig. 2 donne les résultats des essais effectués avec les sortes de béton β et $\mathfrak{z}$ et avec des brides distantes de 5, 10, et 20 cm. pour des sections de la colonne de 24×24 cm. On voit que la capacité de déformation augmente suivant une loi définie avec la densité des brides, les écarts étant, toutefois, assez importants. Il sera utile d'entreprendre de nouveaux essais dans le but de vérifier ces résultats.

Le moyen le plus connu et le plus sûr pour augmenter la capacité de déformation est le frettage. Là où le frettage a en même temps le but d'augmenter la résistance du noyau de béton, comme c'est le cas pour le type III, un frettage puissant (Section F_u, limite d'allongement K_u) répond au besoin. Son effet a été étudié récemment dans le fascicule XI des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses ». L'augmentation provenant du frettage a été déterminée entre 1 et 3, c'est-à-dire avec de forts écarts. L'emploi de $\gamma = 1$ semble donc judicieux. La question de l'augmentation de la capacité de déformation pour ce cas-ci a été examinée dans le fascicule XII. Malgré les prescriptions officielles qui s'y rapportent, elle ne peut pas encore être considérée comme réglée définitivement.

4. La puissance portative des colonnes du type IV.

Les essais les plus récents du « Oesterr. Eisenbetonausschuss » s'occupent de déterminer le frettage nécessaire pour obtenir la capacité de déformation correspondant à l'acier doux.

La section du type IV n'a qu'un faible frettage. Les essais décrits dans le fascicule XII ont aussi montré qu'on peut augmenter de cette manière la capacité de déformation du béton de l'enveloppe jusqu'à environ 1,6 °/₀₀ et qu'on utilise ainsi suffisamment la limite de déformation des fers longitudinaux. Les essais hollandais ont prouvé qu'il existe une relation entre la quantité du frettage et la capacité de déformation de l'enveloppe, en ce sens que celle-ci se détache plus tôt d'un frettage faible que d'un frettage puissant. Les derniers essais autrichiens ont montré la grande influence de la capacité d'allongement du fil de frettage sur tous les phénomènes se produisant pendant la charge. Si l'on fait usage d'un fil cassant, d'une faible ductilité, pour lequel la limite d'allongement correspond à la résistance à la tension, l'augmentation de la capacité de déformation sera faible, tandis que celle de la résistance de la colonne pourra être très importante. D'un autre côté, l'emploi d'un fil ductile permet d'augmenter sensiblement la capacité de déformation. Pour obtenir les deux effets, il faudra donc utiliser un fil ayant en même temps une limite d'allongement élevée et une grande ductilité. A l'exception des prescriptions américaines, on a peu tenu compte, jusqu'à présent, de la résistance du fil de frettage, et de ce qu'il était possible d'obtenir avec des fils d'acier spécial. Quant au fait que le fil doit avoir une certaine ductilité pour répondre à son but, on

n'en a pas tenu compte du tout. Il s'agit d'exclure tant l'emploi d'un fil trop ductile que celui d'un fil trop cassant. Les essais entrepris ne sont pas assez nombreux pour permettre de fixer les limites appropriées, en tant qu'on attache quelque importance à un effet exact du frettage par rapport à l'augmentation de la résistance et de la capacité de déformation.

Enfin, il faut tenir compte de la proportion de l'armature longitudinale par rapport à la section totale. La plupart des vieilles prescriptions étaient d'avis qu'une quantité de fers longitudinaux dépassant 3 % diminue la collaboration de la section du fer ; ces prescriptions, à part les américaines, n'autorisent, par conséquent, pas d'armatures plus puissantes.

Les notions récentes montrent que cette collaboration est influencée par la rigidité de la section partielle et qu'elle peut être assurée par une armature transversale appropriée. Les essais autrichiens ont donné la preuve que l'opinion mentionnée qu'une armature de plus de 3 % n'a plus la même efficacité est justifiée ; car la déformation permanente du béton donne lieu à des différences entre les déformations du béton et celle de l'armature. Leur influence s'accentue lorsqu'on augmente la section de l'armature, tout en dépendant de la qualité du frettage. Pour armatures en acier doux, le maximum de cette différence est obtenu à la limite d'écoulement du fer, donc pour 1,5 ‰. Elle commence à se manifester à 0,7 ‰ et disparaît de nouveau après avoir dépassé 2 ‰. Si l'on n'augmente la capacité de déformation du béton à la compression que jusqu'à 1,5 ‰, on n'arrive donc pas à une utilisation totale de l'acier, ce dont on devrait tenir compte d'une manière ou d'une autre.

C. L'augmentation de la résistance au flambage de colonnes en acier enrobées.

Il faut distinguer entre la résistance au flambage de la colonne entière et la rigidité qu'il faut donner aux sections partielles de l'armature. Cette dernière question s'est présentée lors du premier essai avec une colonne en béton armé exécuté en 1902 à Berlin. Elle n'a été résolue définitivement que beaucoup d'années plus tard, lors des essais sur la loi de superposition. Nous rappelons à ce sujet les essais du président défunt de ce congrès, M. l'ingénieur Mongrieff, à Teddington en 1912, sur lesquels il a été publié un petit rapport [1]. Plus la colonne est mince, plus l'enveloppe en béton augmente la capacité portante. Il y a peu de temps, cette conception n'était pas encore générale, comme le prouvent une série de travaux sur lesquels j'ai publié un résumé il y a quelque temps [2].

Les essais de Morris et Shank, en 1928, au Canada [3], avec des colonnes exécutées en gunite, ont montré que les extrémités des fers qui dépassent (fig. 3) peuvent être sollicitées jusqu'à la limite de déformation. Le rapport ne s'exprime que d'une manière générale sur l'augmentation de la capacité portative, et la limite de déformation de l'acier utilisé, qui permettrait un contrôle, n'y est même pas indiquée.

---

1. Tests on Steel Beams in Concrete by Redpath, Brown & Co.
2. Bautechnik 1931, page 94, et Zeitschrift d. Oesterr. Ing. et Arch. Vereins, 1931, N° 47.
3. Publications de la Société Canadienne, 1928.

Un essai semblable a été entrepris par le Prof. SALIGER à Vienne[1] avec des colonnes de 1.200 mm. de longueur auxquelles les armatures dépassaient aux deux bouts d'environ 10 mm. Ces extrémités ont été complètement écrasées dans le béton dès le début de l'essai. Un raccourcissement bien moindre aurait suffi pour atteindre la limite de déformation. Ces derniers essais sont particulièrement intéressants par le fait que l'acier utilisé avait la limite de déformation extraordinaire de 7.500 kg./cm², et qu'un frettage paraît à l'écrasement des extrémités de l'acier, alors qu'aux essais cités en premier lieu on n'avait fait usage que d'un réseau de fil léger, de sorte que les têtes de la colonne avaient été quelque peu endommagées.

Pour les colonnes purement en acier et pour celles en béton armé, on dispose d'une quantité d'essais et de prescriptions officielles sur la loi du flambage. Pour la solution intermédiaire traitée ici, les essais sont si clairsemés qu'on est obligé de se borner à procéder à la réduction d'après l'une ou l'autre des lois. On n'a pas encore déterminé la limite exacte entre les deux formes, où la colonne en béton armé perd son caractère par suite d'une armature trop puissante, ou alors où la colonne en fer a une enveloppe de béton déjà assez forte pour pouvoir être considérée comme renforcée.

Le fait que je me suis occupé de colonnes de fonte frettées m'a amené à approfondir cette question, d'autant plus que la fonte est bien plus susceptible au flambage. Les essais respectifs m'ont permis de déterminer qu'une armature en fonte de 10 % est encore admissible, et j'ai publié dans un tableau la forme transitoire de la loi du flambage du béton armé à la fonte frettée[2]. Vu la susceptibilité moindre de l'acier au flambage, on peut bien admettre que même une armature supérieure à 8 % permet de traiter la réduction du flambage d'une colonne d'acier enrobée d'après les lois valables pour le béton armé. Des armatures supérieures à 8 % ne sont pas nécessaires, parce que l'enrobage qu'exige la sécurité contre les dangers d'incendie est presque toujours supérieur à cette proportion. En tous cas, il y a encore de nombreux essais à entreprendre dans ce domaine. Il y a du reste lieu d'observer que, dans le livre déjà plusieurs fois mentionné de TALBOT et LORD, 1912, cette question a déjà été entamée, et que les travaux s'y rapportant ont été exécutés sous la direction du Prof. ABRAMS, bien connu.

D. L'entretoisement d'une colonne en acier à l'intérieur du béton.

Des deux problèmes précités, il s'ensuit que par l'augmentation de la distance des entretoises on peut obtenir une simplification notable, leurs sections étant renforcées par le béton.

Jusqu'en 1910, la solution de ces problèmes se heurtait notamment à la difficulté provenant du fait que le calcul des colonnes à treillis, notamment de leurs entretoises, n'était pas encore complètement élucidé. L'effondrement de plusieurs grands édifices a fait penser à la nécessité d'éclaircir la relation entre la résistance au flambage d'une colonne et son renforcement transversal, et ce n'est qu'alors qu'on put entreprendre systématiquement des essais parallèles avec le béton armé.

1. Beton u. Eisen, 1911.
2. Betonkalender, 1931, page 112.

Mes premiers essais qui s'y rapportent ont été publiés sous le titre « Welchen Querverband bedarf eine Eisensäule? »[1]. J'ai entrepris ensuite des essais avec des colonnes d'acier enrobées ayant des entretoises de distances différentes, et des essais analogues avec des angles en fonte enrobées[2]. Pour résoudre cette question, il faut un grand nombre de séries d'essais. Des essais entrepris à Dresde, pour l'arc de Treptow, m'ont seulement permis de constater que la résistance de la colonne ne diminuait pas quand on doublait la distance, alors qu'aux essais avec de la fonte, décrits dans le fascicule XI des « Berichte des Oesterr. Eisenbetonausschusses », la résistance diminuait régulièrement quand les entretoises étaient trop rapprochées. Quand on fait usage d'un frettage, les entretoises semblent superflues, de sorte qu'on peut se restreindre à celles qui sont nécessaires pour le montage. Cette question figure du reste dans le programme de différents travaux, entre autres de ceux du « Deutscher Ausschuss für Eisenbeton ».

E. La résistance au feu de la colonne d'acier enrobée.

Un effet très important qui résulte de l'enrobement est la protection de la colonne en acier contre le feu. La colonne nue en acier commence à perdre sa résistance à une température d'environ 600° et elle flambe par l'effet de son poids propre dès que cette limite est dépassée. Le béton armé, insensible à de telles températures, est considéré comme résistant au feu.

L'enrobement d'un montant en acier représente une certaine sécurité, même dans le cas où la couche de béton n'est pas assez épaisse pour supporter des températures au-dessus de 600°. Lorsqu'on demande une résistance au feu encore plus grande, on exige que la construction supporte une température de 1.000° pendant une durée de une à huit heures, selon les matières inflammables que contient le bâtiment. Pour des bâtiments commerciaux et pour des hôtels, on admet une durée d'incendie d'une heure : il faut donc toujours compter avec la destruction de l'enrobement en béton. Pour garantir la résistance de la construction au feu, il ne s'agit donc pas de préserver cet enrobement, mais l'ossature même de la construction, c'est-à-dire il faut éviter son effondrement. Il est donc recommandable de prévoir cet enrobement en une matière spécialement résistante et pouvant être remplacée après l'incendie. Pour de plus amples détails, nous renvoyons à la littérature spéciale[3].

F. Le rendement économique des colonnes en acier enrobées.

Jusqu'à présent, on ne s'est pas beaucoup occupé de cette question, d'une part, parce que les entrepreneurs étaient spécialisés soit dans l'acier, soit dans le béton armé et, d'autre part, parce que les prescriptions ne tiennent pas compte des colonnes enrobées. La littérature américaine donne beaucoup d'indications sur le moyen de remplacer le béton par des matières plus légères et plus résistantes au feu, en renonçant évidemment à la collaboration entre l'ossature et l'enrobement.

---

1. Beton und Eisen, 1909, page 96.
2. Beton und Eisen, 1916, page 225.
3. Beton und Eisen, 1931, page 245. Technological Papers, Bureau of Standards, 1919, N° 130. Firetests of Building Columns, 1925, N° 185 u. 272.

En Europe, on s'est contenté de considérer le problème comme résolu, en faisant ressortir que l'acier rond était beaucoup meilleur marché que les aciers profilés. Je citerai le cas d'une ossature en acier d'un bâtiment de sept étages, transformé d'après mes principes. Les prescriptions de la police des constructions exigeaient qu'on maintienne les dimensions extérieures des colonnes. On a obtenu, pour les colonnes, une économie d'acier de 47 %. Encore faut-il tenir compte du fait qu'on avait admis dans les calculs des sollicitations de 1.200 kg./cm² pour l'acier et de 60 kg./cm² pour le béton, tandis que pour les constructions en acier il est usuel d'admettre des fatigues de 1.400 à 1.600 kg./cm², soit un quart de plus. On a été forcé aussi de prévoir dans les étages supérieurs, où une armature légère en acier rond aurait suffi, une ossature en acier profilé. En Amérique, il est d'usage, tout au moins pour des bâtiments peu élevés, d'employer des ossatures en béton armé, posées sur l'ossature en fer profilé des étages inférieurs. L'ossature composée de pièces toutes faites est facile à monter, ce qui représente une autre source d'économie. A ce sujet, il y a lieu de mentionner l'opinion du Dr Béla Enyedi à Budapest [1], que les objections contre l'emploi des ossatures en colonnes d'acier toutes faites proviennent surtout de ceux qui manquent d'expérience dans ce domaine et qui défendent à tout prix leur pratique habituelle.

Zusammenfassung.

Das reine Stahlskelett erfährt durch die Umhüllung der Säulen mit Beton mehrfache Verbesserungen :

1) in seiner Tragfähigkeit,
2) in seiner Knicksteifigkeit,
3) in seiner Querverbindung,
4) in seiner Feuersicherheit, und alles zusammenfassend,
5) in seiner Wirtschaftlichkeit.

Diesen Vorteilen stehen abgesehen vom Eigengewicht keine Nachteile gegenüber.

1) Die Tragfähigkeit einer Säule dieser Art ergibt sich nach dem von mir aufgestellten Additionsgesetz als die Summe der Festigkeiten des Stahles (F_e K_e) vermehrt um jene des Betons (F_b K_b).

Die volle Ausnützung beider Baustoffe gleichzeitig bis zur zulässigen Grenze von K_e u. K_b ist natürlich von einer Reihe von Voraussetzungen abhängig.

2) Eine Knickabminderung der einbetonierten Stahlsäule kann unter bestimmten Voraussetzungen ebenfalls entfallen und der Stahlquerschnitt bis zur Fliessgrenze (K_e) ausgenützt bezw. bei schlanken Säulen auf das beim Eisenbetonbau übliche Mass herabgesetzt werden.

3) Die Querverbindungen, welche bei der reinen Stahlsäule eine sehr wichtige Rolle spielen, um die einzelnen Teilquerschnitte zu einer einheitlichen Wirkung zu bringen, können durch den Beton wesentlich vereinfacht werden und, unterstützt durch die Umschnürung, unter Umständen ganz entfallen.

1. Cement, Berlin, 1931.

4) Die Feuersicherheit einbetonierter Stahlsäulen hängt von der Dicke der umhüllenden Betonschicht ab. Die erforderliche Widerstandsfähigkeit wird bestimmt nach dem brennbaren Inhalt des Gebäudes.

5) Die Wirtschaftlichkeit der Verwendung einbetonierter Stahlsäulen gegenüber der reinen Stahlsäule zeigt sich in einer oft bedeutenden Stahlersparnis und in der vorteilhafteren Bauorganisation.

Résumé.

Pour un enrobement de béton, les colonnes à ossature métallique peuvent être améliorées en ce qui concerne

1) la puissance portative
2) la rigidité au flambage
3) l'entretoisement
4) la résistance au feu
5) l'économie

Ces avantages ne sont diminués par aucun inconvénient, à part le poids propre plus élevé de la colonne.

1) La puissance portative d'une colonne de ce genre est déterminée, d'après la loi de superposition que j'ai développée, par la somme des résistances de l'acier (F_e K_e) et du béton (F_b K_b).

L'utilisation complète simultanée des deux matériaux dépend naturellement de toute une série de conditions.

2) L'augmentation de la rigidité au flambage de la colonne enrobée est superflue dans certaines conditions, et la section de l'acier peut être utilisée jusqu'à la limite d'allongement, ou, pour des colonnes minces, être réduite à la valeur nécessaire pour le béton armé.

3) Les entretoisements, qui jouent un rôle très important pour les montants purement métalliques, peuvent être sensiblement simplifiés par l'enrobement et même parfois complètement supprimés au cas de frettage.

4) La résistance au feu dépend de l'épaisseur de l'enveloppe, qui sera choisie selon les matières inflammables que contient le bâtiment.

5) L'économie que présente l'application de colonnes métalliques enrobées par rapport à celles purement métalliques consiste en une économie d'acier souvent importante et en une organisation de travail plus avantageuse.

Summary.

By being enveloped in concrete, the steel framework itself is improved in many respects :

1) in its load carrying capacity,
2) in its resistance to buckling,
3) in its transverse connections,
4) in its fire resisting properties, and summing up all,
5) in its economy.

No drawbacks can be advanced against these advantages, except that the weight of the structure is increased.

1) The load carrying capacity of a column of this kind is given according to the addition law drawn up by the author, as the sum of the strengths of the steel (F_e K_e) increased by those of the concrete (F_b K_b).

The full utilization of both building materials simultaneously up to the permissible limits of K_e and K_b depends of course on a number of suppositions.

2) An increase in the resistance to buckling of a steel column by enveloping it in concrete may be obtained under certain circumstances and the cross-section of the steel may be used up to the yield point (K_e), or, in the case of long thin columns, may be reduced to the size customary in reinforced concrete work.

3) The transverse connections, which are of great importance in purely steel columns in order to make the several parts of the cross-section uniformly effective, may be considerably simplified and, because of the support given by the reinforcement wound round the column, may under certain circumstances be omitted altogether.

4) The fire resisting properties of concreted steel columns depend on the thickness of the layer of concrete. The resistance required is determined according to the inflammability of the contents of the building.

5) The economy obtained by adopting concreted steel columns as compared with steel alone, is shown in a saving in steel, which is often considerable, and in the more advantageous organisation of the building work.

Leere Seite
Blank page
Page vide