

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Influence des propriétés physiques des matériaux sur la statique du
béton armé: rapport d'introduction

Autor: Campus, Fernand

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-469>

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: 04.10.2024

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

VI 1

INFLUENCE DES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX SUR LA STATIQUE DU BÉTON ARMÉ

AUSBAU DER STATIK DES EISENBETONS MIT RUCKSICHT
AUF DIE BAUSTOFFEIGENSCHAFTEN

DEVELOPMENT OF THE STATICS OF REINFORCED CONCRETE
WITH REGARD TO THE PROPERTIES OF THE MATERIAL USED

RAPPORT D'INTRODUCTION

EINLEITENDES REFERAT

INTRODUCTORY REPORT

Fernand CAMPUS,
Professeur à l'Université de Liège.

L'influence des propriétés physiques des matériaux constituants sur la résistance du béton armé est un lieu-commun ou, si l'on préfère, une évidence. Les matières inertes sont pourvues de caractères propres, inséparables d'elles-mêmes et immuables. Elles font l'objet d'études physiques et chimiques et elles déterminent inéluctablement la manière dont les matières inertes se comportent en toutes circonstances. Il en est ainsi de la *résistance* du béton armé. J'ai conservé à dessein dans le titre de ce rapport le mot *statique*, encore qu'il ait une autre signification dans la langue française. Il désigne dans la plupart des pays étrangers la *science conjecturale* et le plus souvent conventionnelle que le français nomme, *résistance des matériaux* et parfois, notamment en Belgique, *stabilité*. Cette distinction, nullement subtile, me paraît très propre à définir la portée de la question. Car, d'un point de vue mathématique, on peut concevoir une statique du béton armé qui ferait complètement fi des propriétés physiques des matériaux et constituerait comme une sorte de géométrie. De telles abstractions se manifestent d'ailleurs parfois d'une manière isolée.

Il me semble que, dans un rapport tel que celui-ci, il importe de rappeler l'origine industrielle du béton armé, antérieure à toute théorie et même à toute méthode expérimentale.

Ses premiers développements furent expérimentaux, c'est-à-dire que les progrès de la technique furent fondés sur des essais. Les premières théories

ne vinrent qu'en dernier lieu, pour expliquer imparfaitement ce qui avait été fait et il semble cependant, à lire certains traités, que ce soit cet aspect du béton armé dont on est le plus enclin à tirer quelque vanité. Je considère que c'est cependant celui qui commande le plus de modestie et il me semble qu'un rapport introductif à la question proposée doit être une leçon de modestie tempérée par l'optimisme, c'est-à-dire une critique constructive. C'est du moins ma conception personnelle.

On n'a pas manqué dès l'origine de reconnaître la nécessité de fonder la statique du béton armé sur les propriétés physiques des matériaux constituants. Sans négliger les travaux individuels antérieurs, il faut se référer surtout aux travaux des Commissions françaises et à leurs rapports documentés, qui aboutirent à la circulaire ministérielle du 20 octobre 1906.

On y trouve tout l'essentiel concernant les propriétés physiques des constituants du béton armé et des discussions serrées concernant leur interprétation par la statique. Les hommes qui ont dominé ce travail s'appellent : MAURICE LÉVY, JEAN RÉSAL, CONSIDÈRE, RABUT. Les rapports citent souvent aussi le nom de BACH. Tous sont disparus. C'est une raison de plus, malgré la réserve qui s'impose à l'égard des vivants, de ne pas séparer de ces noms ceux de leur collaborateur le plus actif, AUG. MESNAGER, que l'on se réjouit de saluer comme le représentant encore alerte de cette époque des débuts.

C'est en 1906 qu'est fondée la Commission allemande du béton armé; d'autres existent ou sont créées; que l'on me pardonne de limiter les citations.

Toutes ont la même mission : investiguer les propriétés physiques des matériaux constituants, en vue de fonder la statique du béton armé. Mais la manière dont la statique tient compte de ces propriétés est sommaire ou, si l'on préfère, synthétique, plutôt même qu'approximative. C'est que les propriétés physiques se révèlent complexes à l'infini. Pour être brefs, nous dirons qu'elles échappent non seulement à l'analyse mathématique, mais même au calcul des probabilités, du moins dans le domaine d'utilisation. Or, la statique doit être déterminée, formelle. La conséquence en est l'existence d'une marge plus ou moins grande de concordance — ou de discordance — entre les calculs de la statique — qui sont des conjectures — et les résultats des expériences — qui sont des faits inexorables.

Aussi, remarquons le ton prudent de l'exorde de la circulaire française de 1906 : « Elles (les instructions) sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni, en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède aujourd'hui. » Il me semble que la question dont j'ai l'honneur d'être chargé de faire l'introduction exprime le désir de la revision que prévoyait le rédacteur des lignes précitées. La connaissance des propriétés physiques de ces matériaux, ou ces propriétés elles-mêmes, se sont-elles modifiées de manière assez importante que pour exiger des modifications essentielles des bases du calcul, ou bien suffit-il d'adapter les coefficients ? Plus précisément, la marge de concordance entre la résistance — réelle — du béton armé

et la statique — conjecturale — s'est-elle modifiée, dans un sens favorable ou défavorable par suite des progrès des matériaux, de leur connaissance, de leurs moyens de mise en œuvre? En résulte-t-il la nécessité de rajuster cette marge?

Il importe d'énumérer, au moins brièvement, les progrès ou changements qui justifient la position de la question.

Ce sont les suivants :

La préparation des ciments a bénéficié au cours des dernières années d'améliorations considérables, qui ont augmenté la gamme des ciments industriels, dont certains possèdent des qualités anciennement inconnues. Ces progrès sont acquis et connus.

L'étude expérimentale des bétons, entreprise par M. R. FÉRET depuis la fin du siècle dernier¹, a pris soudain, au cours des dernières années et surtout à la suite des travaux américains, une extension considérable. Cette floraison de recherches a eu comme conséquence moins des progrès scientifiques que des progrès techniques, c'est-à-dire une diffusion considérable de ces connaissances auprès de tous les praticiens du béton, diffusion d'ailleurs organisée dans de nombreux pays par l'industrie cimentière.

Pratiquement, cela signifie que l'on est en droit d'attendre un accroissement de qualités du béton en rapport avec l'amélioration des ciments. Il faut évidemment quelques précautions pour assurer ces résultats. Les connaissances sont presque entièrement acquises et les précautions nécessaires sont connues.

Tout en continuant des études expérimentales de béton armé au laboratoire — dont il faut d'ailleurs se garder de tirer des conclusions erronées pour la pratique — on a procédé à de nombreuses études expérimentales sur des ouvrages en béton armé récents et même anciens. Certes, de pareils essais ont été faits en divers endroits, mais nulle part d'une manière aussi nombreuse et suivie qu'en Suisse, où le Prof. Dr. Ing. M. Roß, de Zurich, s'est particulièrement distingué dans ce domaine. Les résultats de ces essais sont connus et donnent certaines indications bien définies.

Parallèlement au développement de la connaissance des matériaux et de la connaissance du fonctionnement des ouvrages, les procédés de mise en œuvre des matériaux du béton armé et de construction des ouvrages subissaient des progrès non moins marqués, par le triomphe du machinisme auxiliaire, l'organisation rationnelle des chantiers et une conception parfois raffinée du mode d'exécution. En conséquence, le béton armé a vu croître presque universellement son domaine, de même que l'importance de ses applications. La situation actuelle n'est vraisemblablement qu'un palier de la phase ascendante.

En même temps, le souci de l'économie imposé par la concurrence, ainsi que l'accroissement de dimensions des ouvrages, conduisaient à l'usage de taux de fatigue de plus en plus élevés, ne dépassant d'ailleurs pas ceux permis par l'amélioration des ciments et de la composition des bétons. Cette augmentation n'est cependant pas généralement acquise; des objections et des inquiétudes subsistent et il faut bien reconnaître que ce sont, somme toute, certains phé-

1. Chimie appliquée à l'art de l'ingénieur, par DURAND-CLAYE et FÉRET. Édit. Béranger.
Étude expérimentale du béton armé, par FÉRET. Édit. Béranger.

nomènes liés aux fatigues élevées des bétons qui contribuent le plus à créer l'opportunité de la révision des bases de la statique du béton armé.

Dans un rapport général au 1^{er} Congrès International du béton et du béton armé, à Liège en 1930, relatif à la question III (Les grands ouvrages en béton et béton armé) j'écrivais : « Il n'y a pas de crise de principes en béton armé ». Je reste fidèle à cette opinion, cependant je ne me refuserais pas à la tempérer en ajoutant qu'il y a peut-être une crise de croissance, mais qui paraît être sans gravité. (Je n'envisage nullement la crise économique générale, ni la concurrence plus effective que la construction métallique fait au béton armé ; je me borne au point de vue technique.)

Toutes ces circonstances ont concentré l'intérêt des savants, des chercheurs et des ingénieurs sur la révision des fondements de la statique du béton armé. Je n'ai pas l'intention de passer en revue, dans ce rapport introductif, tous les travaux des dernières années.

Des publications récentes y ont pourvu mieux que je ne pourrais le faire. Il serait vain de vouloir les paraphraser, alors que ces travaux sont encore à la mémoire de la plupart des spécialistes. Je me réfère aux mémoires relatifs à la question IV du 1^{er} Congrès international du béton et du béton armé à Liège (de MM. GRAY, GLANVILLE, LOSSIER, FREYSSINET, FABER, ROYEN et GUTTMANN), au rapport général de M. le Professeur RABOZÉE sur la même question et à sa contribution supplémentaire apportée en séance ¹. Je me réfère aussi aux mémoires II-13 et II-18² de M. le Professeur Ros au même congrès, au rapport I-4 de M. le Professeur SANTARELLA³, ainsi qu'aux rapports III-1, III-3, III-8, III-17, III-18⁴ de MM. FISHBURN, FREYSSINET, LANOS et SANTARELLA.

Au récent Congrès international pour l'essai des matériaux à Zurich en 1931, deux rapports au moins touchaient très directement à l'objet de la présente introduction : ceux de MM. les Professeurs GEHLER et RICHART⁵.

Les mémoires que je viens de citer, dont plusieurs ont l'allure de rapports généraux, comportent de nombreuses indications bibliographiques.

Je crois cependant utile de compléter ces dernières par des références à un certain nombre de travaux français et américains, en rapport immédiat avec l'objet traité et dont il n'est pas fait mention dans les compilations précitées. Je citerai, sans prétendre à être complet :

Règlement sur les constructions en béton armé, établi par la Commission d'études techniques de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé de France. Éd. GAUTHIER-VILLARS et C^{ie}, Paris, 1931.

M. CAQUOT. Le béton armé et ses applications. Annales des Ponts et Chaussées, fasc. 2, 1931.

F. DUMAS. Le ferrailage rationnel du béton armé. Annales des Ponts et Chaussées, fasc. 5, 1930.

1. Voir : Travaux du 1^{er} Congrès International du béton et du béton armé à Liège en 1930. 2^e édition. Question IV.

2. *Idem*. Question II.

3. *Ibidem*. Question I.

4. *Ibidem*. Question III.

5. Travaux du Congrès International d'essai des matériaux à Zurich, 1931. Édition de la N. A. I. E. M. Section B.

F. DUMAS. Le béton armé et ses hypothèses. Le Génie Civil. Tome XCVII, 1930. Nos 23 et 24.

L. G. STRAUB. Plastic flow in concrete arches (Am. Soc. C. E. Transactions. Vol. 95, 1931, p. 613).

S. B. SLACK. The Behaviour of a reinforced concrete arch during construction (Am. Soc. C. E. Proceedings november 1929).

R. E. DAVIS. A Summary of the results of investigations having to do with volumetric changes in cements, mortars and concretes, due to causes other than stresses (Journal of the American Concrete Institute, february 1930).

R. E. DAVIS and G. E. TROXELL. Properties of Mass Concrete (Journal of the American Concrete Institute, february 1930).

Il faut faire observer que ces travaux ne traitent pas tous uniquement des questions de construction, mais se rapportent parfois à l'étude des matériaux. La nature même du sujet rend cette interpénétration inévitable. Nous nous efforcerons dans la suite de nous tenir le plus possible au point de vue de la construction, sans pouvoir écarter toute allusion au domaine de l'étude des matériaux.

Résistance. — Encore qu'il me semble bien que l'élasticité et la plasticité soient les propriétés aujourd'hui les plus en vogue, il me paraît impossible de ne pas accorder quelques mots à la résistance, qui reste encore, il faut bien le reconnaître, la propriété la mieux connue et la plus appréciée du commun des ingénieurs. Dans cet ordre d'idées, des résistances très élevées sont possibles. J'ai essayé un échantillon de béton de route belge atteignant 820 K/cm^2 à 56 jours ($\varepsilon = 2,57$). J'ai confectionné au laboratoire, sans moyens spéciaux, un béton réalisant 700 K/cm^2 après 28 jours ($\varepsilon = 2,515$). La résistance de 1000 K/cm^2 à un an d'âge paraît probable pour de tels bétons. Je dois constater, d'après ma propre expérience, que de multiples essais auxquels j'ai procédé ou vu procéder sur des bétons désaérés et vibrés dans la masse n'ont pas donné les résultats attendus et même n'ont pas toujours accusé une augmentation de poids spécifique et de résistance. Ils me paraissent entachés d'inconvénients pratiques, notamment au point de vue de la durée de la mise en œuvre. La vibration semble être surtout un moyen avantageux de mise en place du béton dans les pièces fortement armées, par vibration des coffrages et des armatures. Sinon, le damage intensif semble rester le meilleur moyen de procurer la résistance au béton et je dois ajouter que les bétons très résistants dont j'ai eu connaissance sont des bétons à gros éléments (pierraille de 4 cm.). Ces bétons à gros éléments sont parfaitement travaillables à l'état plastique assez sec en grandes masses; ils conviennent donc bien pour les grands ouvrages, tels que les arcs de grandes portées.

Il importe de rappeler que le Professeur LJUNGBERG a atteint à Stockholm la pression de 4600 K/cm^2 (rapportée au noyau) pour la rupture de blocs de béton fretté, confectionnés au moyen de béton résistant à 600 K/cm^2 à 28 jours¹. Ce chiffre de résistance ultime est très voisin de ceux fixés par M. FREYSSINET à Liège².

1. Travaux du 1^{er} Congrès international du béton et du béton armé à Liège en 1930. 2^e édition. Question I.

2. *Idem.* Question III.

Mais il s'agit là de résultats d'essais de laboratoire, tandis que le chiffre de 820 K/cm² que je citais pour le béton de route correspond à un cube de 10 cm. de côté prélevé dans la route. En moyenne, mes essais sur bétons de route de cette composition, extraits des ouvrages, ont donné à 56 jours plus de 600 K/cm². De pareils bétons, employés en grandes masses dans les grands ouvrages possèdent nécessairement de grandes résistances et permettent des taux de travail très élevés. Un avantage de ces bétons très résistants est certes une garantie réelle de résistance aux intempéries. Je me permets de reproduire ici une opinion que j'ai déjà exprimée à Zurich en 1931, c'est l'intérêt qu'il y a, pour documenter les ingénieurs constructeurs, de procéder à de nombreux essais sur des éprouvettes de bétons extraites de la masse des ouvrages.

Au point de vue de la résistance à la traction, force est de constater qu'aucun progrès avéré ne se manifeste, pas plus qu'en ce qui concerne le glissement, qui lui est connexe. Je ferai allusion plus loin à la résistance des armatures d'acier.

Élasticité. — C'est à son propos surtout que se pose le problème de la marge de concordance — ou de discordance — entre la réalité et la théorie. Il y a un écart appréciable, en ce qui concerne le béton armé, entre la conception physique générale de l'élasticité et la conception simpliste et limitée qu'en adopte la statique. Les expériences montrent que le béton armé est certes plus ou moins élastique, dans certaines limites. Mais, d'après des essais élémentaires, il ne semble pas l'être absolument, au sens de la statique, qui postule que la matière obéit à la loi de HOOKE. Au sens de la loi de HOOKE, on ne peut pas définir précisément un coefficient d'élasticité du béton armé et d'autre part, toutes les formules non linéaires de la relation entre les déformations et les tensions du béton armé ne peuvent servir à la statique classique. C'est l'opinion même qu'exprime à la fin de son mémoire (*op. cit.*) M. LORENZ G. STRAUB, de Minneapolis (E. U. A.), après avoir développé les équations d'équilibre élastique d'un arc hyperstatique en béton armé, en se basant sur la loi de BACH $\delta = k\sigma^m$.

La question de l'élasticité présente au point de vue de la statique du béton armé deux aspects d'inégale importance. Le problème mineur est celui du calcul organique des sections transversales.

La question majeure est celle de la statique externe des constructions hyperstatiques, dans l'une ou l'autre catégorie desquelles entrent presque toutes les constructions de quelque importance en béton armé.

Envisageons ce dernier point tout d'abord.

La méthode générale de résolution des systèmes hyperstatiques est fondée en fait sur le principe énergétique, puisqu'elle fait intervenir les déplacements en même temps que les forces.

La statique classique — ou pratique — admet comme postulat la proportionnalité des déformations externes (flèches ou déplacements) aux charges extérieures, ce qui implique que ces déformations n'influent pas sur l'équilibre interne. Ce principe appliqué à la méthode énergétique conduit aux théorèmes de CASTIGLIANO ou similaires et au principe de réciprocité de MAXWELL ou à ses expressions similaires. Supprimons le postulat, et toutes ces précieuses méthodes de calcul disparaissent. Disparaissent du même coup toutes les méthodes de statique expérimentale, de BEGGS ou autres, fondées uniquement sur le principe de

réciprocité. Il y a plus. Le postulat précité a comme corollaire le principe de superposition des effets des forces, sans lequel la méthode si utile et si répandue des lignes d'influence n'a plus de signification. On voit donc de quelle importance pour la statique des constructions en béton armé est le principe de proportionnalité, sur lequel se sont édifiées toutes les théories *modernes* de la statique.

Le critère extérieur de ce principe est simple : il suffit que les déformations externes des ouvrages en béton armé, mesurées dans divers cas de charges expérimentaux, satisfassent d'une manière suffisante à la loi de proportionnalité. C'est la raison pour laquelle les essais de charge effectués sur les constructions possèdent une si grande signification et doivent être orientés tout d'abord en vue de contrôler ce point important.

De nombreuses mesures ont été faites à ce sujet ; je me réfère aux publications énoncées précédemment. Il est heureux, pour la tranquillité et la commodité des ingénieurs, que les multiples publications de M. le Professeur Ros et encore les cinq dernières publiées à l'occasion du 50^e anniversaire du laboratoire fédéral d'essais des matériaux à Zurich, confirment les conclusions de son mémoire de décembre 1925 : « Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton und Eisenbeton-Bauwerken », dont la première commence ainsi : « Des constructions en béton armé, convenablement armées et soigneusement exécutées, se comportent pratiquement comme des corps élastiques. »

Ceci suffit pour sauver les théorèmes de CASTIGLIANO et de MAXWELL, ainsi que les lignes d'influence.

L'enjeu est d'importance.

Il y a quelques réserves à formuler ou, du moins, quelques précisions. L'élasticité au sens de la statique du béton armé implique qu'il y ait simultanément entre la variation de l'effort extérieur et la variation proportionnelle de la déformation. Ceci exclut simplement la notion de la variation de déformation au cours du temps et n'a aucun rapport avec l'hypothèse usuelle de l'application progressive des efforts. La période variable et éventuellement oscillatoire de mise en charge — dynamique et non statique — n'altère pas la conception précédemment définie de l'élasticité.

Notons aussi que cette définition de l'élasticité peut recevoir une généralisation qui, tout en restant conforme à la loi de HOOKE *interne*, déroge à la proportionnalité des déformations externes aux efforts et n'admet plus les théorèmes de CASTIGLIANO, de MAXWELL¹ et des lignes d'influences. Il s'agit des méthodes qui tiennent compte de l'effet des déformations sur la sollicitation, telles que celles qui interviennent dans les calculs de flexion composée, de flambage et d'une théorie plus rigoureuse des arcs.

Heureusement, pour les arcs, les différences par rapport à la théorie usuelle simple sont insignifiantes, *tant que les déformations extérieures restent assez petites*. Seulement, on distingue immédiatement que tout dépend de la notion relative de l'*assez petit*. Et que la question est à prendre en sérieuse considé-

1. Plus exactement, les théorèmes de CASTIGLIANO et dérivés restent vrais dans cette théorie généralisée, mais perdent leur signification pratique. Par exemple, les déformations figurent sous le signe f . Les propriétés de superposition et de réciprocité ne sont plus vraies.

ration, du moins pour les arcs, dès que le rapport de la flèche à la portée devient très petit ainsi que le rapport de la flèche à l'épaisseur.

L'influence des déformations doit être grande notamment sur les arcs tri-articulés très surbaissés. Je me réfère aux observations communiquées à Liège par M. FREYSSINET¹ ainsi qu'au mémoire de M. A. STAUB², qui donne quelque idée des effets de l'affaissement d'une voûte tri-articulée sur la sollicitation interne.

Voyons maintenant le problème de l'élasticité interne, qui est plus précisément le problème du coefficient de proportionnalité m (n pour les pays de langue non française). Il possède à son tour un double aspect : valeur du moment d'inertie à faire intervenir dans le calcul des déformations et des systèmes hyperstatiques ; module de flexion à faire intervenir dans le calcul des fatigues.

Pour le calcul du moment d'inertie, on se trouve dans des conditions acceptables par un esprit logique. On postule l'élasticité, tant à l'extension de flexion qu'à la compression. On peut admettre la définition usuelle de m , égal au rapport $\frac{E_a}{E_b}$.

Ceci implique l'hypothèse de la conservation des sections planes. Ne suivons pas trop M. F. DUMAS (*op. cit.*) dans la critique de cette hypothèse ; n'insistons pas trop sur le fait que le terme E_b du rapport envisagé est assez mal défini, car ces critiques sont seulement utiles à nous rappeler à la modestie et à la prudence nécessaires, mais elles ne peuvent pas nous donner quelque chose de précis. Constatons aussi qu'en général une erreur sur la valeur de m n'entraînera que des conséquences dépourvues d'importance dans les constructions usuelles. Il semble donc que des valeurs de m , voisines de 10 ou inférieures, soient non seulement probablement les plus conformes aux réalités, mais soient aussi les plus prudentes.

La question est beaucoup moins claire en ce qui concerne les fatigues ; en certains de ses aspects elle défie à vrai dire le bon sens. La seule définition exacte du coefficient m est le rapport $\frac{\sigma_a'}{\sigma_b'}$, en compression ou $m = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \frac{\alpha}{1-\alpha}$ (voir figure plus loin) en traction. Cette définition n'est malheureusement guère compatible avec des mesures directes et peut varier selon le cas de sollicitation. Si l'on se place dans l'hypothèse que les tensions réelles restent dans le domaine de l'élasticité, les objections de M. F. DUMAS (*op. cit.*) concernant les déformations des surfaces planes conservent leur signification qualitative. Remarquons cependant que le défaut de résistance à l'extension du béton et l'hypothèse implicite de la fissuration du béton dans la zone étendue de flexion ne sont pas incompatibles avec l'hypothèse de l'élasticité. Une construction fissurée peut néanmoins rester élastique. (Cfr. The influence of rapidly alternating loading on concrete and reinforced concrete, par E. PROBST. The Structural Engineer London, n° 10 de 1931.) Dans ce cas, la définition $m = \frac{E_a}{E_b}$ reste encore pratiquement la meilleure.

1. Travaux du 1^{er} Congrès international du béton et du béton armé à Liège en 1930, 2^e édition. Question IV.

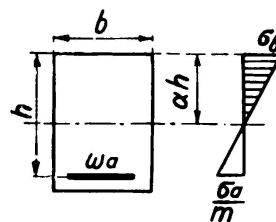
2. Die Scheitelhebung der Strassenbrücke über die Murg in Frauenfeld Zurich. Novembre 1930. Publication du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux.

Mais si l'on se réfère à l'état de rupture pour justifier la théorie du calcul organique du béton armé, que d'incertitudes, sinon de contresens, l'on voit surgir. Tout d'abord, comment justifier encore la notion de la conservation des sections planes et la proportionnalité des tensions, tant du béton que de l'acier, à la distance à un certain axe neutre. Quel rapport bien indépendant et précis peut-on établir entre la limite d'étirage de l'acier et la tension de rupture à la compression du béton. C'est la question que se pose à bon droit, et sans doute avec d'autres, le respectable et éminent vétéran Dr. Fr. EMPERGER¹. Il constate que cette conception fait varier m dans des limites très écartées, ce qui, à vrai dire, n'est pas un argument dirimant, car la notion de la variation de m selon la qualité du béton est assez naturelle. La définition qui consisterait à égaler m au rapport des taux de travail pratiques de l'acier et du béton est identique à la précédente si le coefficient de sécurité est uniforme et n'a plus de sens si les coefficients de sécurité sont arbitrairement différents pour les deux matériaux.

A tout prendre, la définition $m = \frac{E_a}{E_b}$ reste la meilleure, la plus vraisemblable

et la plus précise au point de vue des valeurs moyennes.

J'exprimais, en commençant, l'opinion que l'on peut édifier une statique du béton armé en se basant sur un postulat indépendant des propriétés physiques des matériaux du béton armé. C'est ce que tente M. EMPERGER dans le mémoire précité, en ayant scrupuleusement soin de prévenir le lecteur que sa théorie n'est pas prouvée et attend la confirmation de l'expérience. D'après les notations de la figure, il propose d'écrire



Comme, en vertu de la statique $\omega_a \sigma_a = \frac{\alpha b h \sigma_b'}{2}$ et, en vertu du diagramme

des tensions, $\frac{\sigma_a}{m \sigma_b'} = \frac{1-x}{\alpha}$, on obtient finalement $m = \frac{1}{2\beta} - \frac{\sigma_a}{\sigma_b'}$, $\alpha = 1 - \frac{2\beta \sigma_a}{\sigma_b'}$.

Le coefficient m disparaît du calcul et tous les éléments ne dépendent plus que de $\frac{\sigma_a}{\sigma_b'}$ ou, ce qui revient au même, de $\frac{\omega_a}{bh}$, car $\frac{\omega_a}{bh} = \frac{\sigma_b'}{2\sigma_a} - \beta$. β est un nouveau coefficient qui dépendrait nécessairement des propriétés des matériaux constituants du béton armé et qui serait à déterminer par les expériences. C'est ici vraisemblablement que les difficultés commenceront à surgir, M. EMPERGER propose provisoirement une valeur constante de β égale à $\frac{1}{60}$. Mais il paraît aussi peu probable d'admettre à priori une valeur constante de β indépendante des qualités des bétons et des aciers qu'une valeur constante de m .

Dès lors, la difficulté est simplement déplacée et l'on ne voit pas pourquoi une valeur de β serait plus facile à déterminer expérimentalement qu'une valeur de m .

1. Der Beiwert, n° 15 und die zulässigen Biegungsspannungen. — Beton und Eisen, n° 19 de 1931.

Sous cette réserve, il faut reconnaître que la tentative de M. EMPERGER constitue un progrès quant à la présentation vraisemblable d'une théorie du calcul basée sur l'état de rupture, car la formule

$$\frac{\omega_a}{bh} = \frac{\sigma'_b}{2\sigma_a} - \beta$$

est logique et compatible avec l'expérience.

Pour rester dans la vraisemblance en ce qui concerne son application au calcul usuel, il est nécessaire d'envisager un coefficient de sécurité unique tant pour le béton que pour l'acier. Il reste toujours l'objection au diagramme linéaire des tensions, qui n'a toutefois plus guère que la signification d'un artifice si β est déterminé expérimentalement; artifice qui rattache encore, malgré tout, à l'hypothèse de l'élasticité, cette théorie fondée sur la rupture.

M. EMPERGER invoque surtout, en faveur de sa théorie, la commodité. Dans cet ordre d'idées, il me semble qu'elle est cependant exposée à une objection grave : elle n'est établie que pour la flexion plane simple des pièces à sections rectangulaires. Que devient-elle pour un profil quelconque et comment l'appliquer à la flexion composée? Il n'y a pas de doutes sur la variation de β dans ces conditions.

Aussi, il me semble que malgré la tentative honorable de M. EMPERGER, on se trouve ramené vers la première conception du coefficient m , basée sur le fonctionnement élastique des pièces en béton armé, même fissurées, et qui peut valoir pour tous les modes de sollicitation. Somme toute, pratiquement, il convient de ne considérer la valeur de m qu'en association avec $\frac{\sigma_a}{\sigma_b}$, c'est-à-

dire que le rapport $\frac{\sigma_a}{m \sigma_b}$ est déterminant. Il convient de faire varier m avec la qualité du béton, de telle sorte que m doit nécessairement diminuer lorsque σ_b' augmente. Tout revient donc à un choix convenable de $\frac{\sigma_a}{m \sigma_b}$ et à des méthodes

de calcul permettant de tenir compte des valeurs variables de m , de $\frac{\sigma_a}{\sigma_b}$ et du

rapport $\frac{\sigma_a}{m \sigma_b}$. L'opportunité de ces méthodes a été appréciée dans le rapport général de la question II du 1^{er} Congrès international du béton et du béton armé à Liège en 1930. Qu'il me soit permis de rappeler que j'ai présenté à ce Congrès un mémoire accompagné de formules et d'abaques, résumant les méthodes que j'ai établies depuis 1922, basées uniquement sur le rapport $\frac{\sigma_a}{m \sigma_b}$, qui répondent, me semble-t-il, au problème posé par M. EMPERGER.

En conclusion de ceci, combiné avec ce qui a été dit de la résistance, nous devons considérer comme justifiées les tendances conjuguées à augmenter les taux de travail pratiques du béton et à diminuer les valeurs de m , telles qu'elles ressortaient notamment du mémoire présenté par M. le Professeur Ros au Congrès de Liège. Il importe d'ailleurs d'observer que d'après sa définition

$m = \frac{E_a}{E_b}$, le coefficient m doit diminuer lorsque l'âge du béton augmente.

Déformations indépendantes des forces extérieures.

Je considère comme telles les effets des dilatations thermiques et hygrométriques, c'est-à-dire le retrait ou le gonflement conditionnés par la température et le degré d'humidité du béton, ainsi que les effets des déplacements accidentels, non réversibles et non proportionnels aux forces, de certains éléments des constructions, tels que les appuis. Ces déformations sont donc de natures diverses, les unes réversibles, d'autres non réversibles.

Au point de vue de la statique externe des constructions hyperstatiques, telle que nous l'avons définie, cette catégorie de déformations ne donnent lieu à aucune difficulté, pourvu que leurs effets restent dans les limites d'applicabilité des hypothèses fondamentales : déformations proportionnelles aux forces et suffisamment petites.

En effet, la détermination des grandeurs hyperstatiques ne dépend que des déformations, peu importe que celles-ci soient produites par des forces extérieures ou par d'autres causes énergétiques. Il suffit que les déformations provoquées par ces causes soient exactement déterminées, ce qui n'est pas toujours réalisé. Ainsi, tant pour les effets des températures que du retrait, on envisage généralement des déformations de dilatation uniforme. Or il est certain et observé que les variations de température interne ne sont pas uniformes (ouv. cités de MM. FISHBURN et SLACK).

D'autre part, dans une pièce non symétriquement armée, le retrait n'est pas davantage uniforme. Des rotations se superposent donc en général aux dilatations. Théoriquement, la question est connue et ne présente pas de grandes difficultés. Pratiquement, ce n'est pas tant la complication que le manque de spécifications qui rend difficile d'en tenir compte. Mais, il importe d'insister sur ce point, il faut que ces déformations restent très limitées, afin que leurs effets sur les efforts internes puissent être négligés. Éventuellement, pour les arcs très surbaissés, même isostatiques (à trois articulations), il faudrait envisager les effets des déformations sur la sollicitation, qui peuvent être considérables et s'ajoutent à ceux qui avaient été définis plus haut pour les forces extérieures. Sous cette réserve, je ferai observer plus loin que la plasticité tend à diminuer les effets des déformations indépendantes des forces extérieures sur les forces de liaison hyperstatiques.

Au point de vue de la statique interne, il n'est pas possible d'envisager une autre conception que celle de l'élasticité et de considérer une valeur de m autre que $\frac{E_a}{E_b}$. En y ajoutant l'hypothèse de la conservation des sections planes, c'est un simple problème d'algèbre que de déterminer les déformations (linéaires et angulaires) et les tensions résultant des variations quelconques de température et du retrait ou du gonflement d'une pièce armée d'une manière quelconque. Remarquons seulement que la non uniformité de la variation de température interne, de même que l'asymétrie de l'armature au point de vue du retrait créent une véritable hyperstaticité interne qui ne peut se résoudre que par une hypothèse adéquate, telle que celle de l'élasticité. C'est une raison

d'harmonie qui milite, à mon avis, en faveur de l'hypothèse $m = \frac{E_a}{E_b}$ pour le calcul des tensions sous l'effet des forces extérieures. Ces observations sont en accord avec les travaux de M. W. H. GLANVILLE (Building Research, Technical papers n° 10 et 11, London, 1930) à condition de choisir convenablement la valeur de m et sous certaines réserves mineures.

En conclusion, la question des déformations indépendantes des forces extérieures se ramène à la seule nécessité de détermination expérimentale de valeurs numériques plus précises concernant les variations thermiques et les coefficients de dilatation hygrométrique, considérés comme indépendants des forces et du temps, mais fonctions seulement du degré d'humidité.

Quant aux déplacements accidentels, ils doivent être mesurés ou supputés dans chaque cas concret.

Plasticité. — J'avoue que ce mot me cause quelque embarras. Comment n'en éprouverait-on pas lorsque l'on a assisté à l'énumération troublante de définitions de la plasticité qui fut faite au cours d'une séance du Congrès d'essais des matériaux à Zurich en 1931. Je vais essayer de m'en tenir à la définition vulgaire de la plasticité, que le dictionnaire définit comme la qualité des matières qui peuvent recevoir différentes formes. J'ajoute à cette définition que des forces extérieures sont nécessaires pour passer d'une forme à l'autre, mais non pour conserver chaque forme acquise. Je pense que cette définition est compatible avec l'étude du professeur GEHLER (mémoire cité du Congrès d'essais des matériaux à Zurich, 1931).

Le vrai domaine de la plasticité est donc en principe celui des déformations permanentes. Seulement, la notion de déformation permanente n'est tangible que dans les expériences, par mesure du résidu de déformation après décharge. Dans les constructions, les déformations permanentes ont une autre apparence : ce sont les déformations croissant avec le temps sous l'effet des charges permanentes et les déformations croissant par la répétition des efforts sous l'effet des charges mobiles. Mais dans les deux cas il s'agit de déformations dépendantes des forces, qui doivent bien être distinguées de celles qui ont été précédemment examinées. Aucun mémoire n'a établi aussi clairement la distinction entre les déformations élastiques, les déformations indépendantes des forces extérieures et les déformations plastiques que le remarquable ouvrage du Dr W. H. GLANVILLE, intitulé « The Creep or flow of concrete under load » (Building Research, Technical paper n° 12).

Les déformations plastiques de l'acier sont connues en tension et en compression. Pour le béton, on ne les connaît guère qu'en compression. Au bout d'un an, elles peuvent atteindre une fraction importante des déformations élastiques proprement dites¹ et une valeur du même ordre que celle du retrait thermo-hygrométrique ; la déformation proportionnelle totale peut atteindre $8 \cdot 10^{-4}$.

M. LORENZ G. STRAUB (op. cité) a fait une tentative de résolution de l'arc hyperstatique lorsqu'il s'ajoute aux déformations élastiques des déformations plastiques suivant la loi $\delta_p = K \sigma^n t^u$, t étant le temps d'application de la charge. D'après des expériences américaines, M. STRAUB cite deux valeurs de q , égales

1. Compte tenu de l'augmentation de E_b avec l'âge du béton.

à 0,42 ou à 0,18. L'auteur admet la superposition des déformations plastiques et des déformations élastiques, répondant à la loi $\varepsilon_e = k \sigma^m$.

Les équations d'hyperstaticité se composent alors de deux parties analogues, dont l'une est indépendante du temps et l'autre multipliée par t^n . Si les exposants m et p sont identiques, le terme $(k + K t^n)$ peut se mettre en facteur des équations d'hyperstaticité et il en résulte que les valeurs des grandeurs hyperstatiques ne sont pas modifiées, donc indépendantes de l'état élastique ou plastique et calculables par la seule hypothèse de l'élasticité. La réserve subsiste, naturellement, que les déformations totales restent suffisamment petites, à n'importe quelle époque, pour que leur influence sur l'équilibre interne reste négligeable.

J'ai indiqué antérieurement quelles raisons militent, à mon avis, en faveur de l'emploi de la loi de HOOKE plutôt que de la loi de BACH-SCHÜLE. Pour les mêmes raisons, je pense qu'il convient d'admettre la conclusion de M. GLANVILLE suivant laquelle les déformations plastiques sous charge permanente sont proportionnelles aux charges; c'est-à-dire que l'exposant p de M. STRAUB, de même que l'exposant m , sont égaux entre eux et à l'unité.

Dès lors, dans les constructions hyperstatiques en béton non armé ou, par extension, dans les constructions hyperstatiques en béton non armées en compression (ou faiblement armées en compression), on peut admettre que les grandeurs hyperstatiques sont indépendantes de l'état élastique ou plastique et peuvent être calculées par les méthodes de l'élasticité. Les écarts de cette conclusion ne peuvent se produire que dans la mesure où les exposants m et p diffèrent entre eux et qui semble devoir toujours, dans les limites pratiques de charge, être faible..

Sous la même réserve, les valeurs des flèches de déformations peuvent être calculées par les formules de l'élasticité, par l'emploi d'un coefficient d'élasticité approprié, défini par $(k + K t^n)$, donc variable dans le temps, *en ce qui concerne les effets des charges permanentes* (dont t est le temps d'application).

Mais il est bien évident que si, après avoir appliqué une première charge pendant un temps prolongé, on applique intermédiairement une seconde, etc., la loi des déformations devient :

$$\varepsilon = (k + K t_1^n) \sigma_1 + (k + K t_2^n) \sigma_2 + \dots$$

forme généralisée du principe de superposition pour les déformations élastiques et plastiques, dans les conditions exposées¹.

A ce genre de déformations plastiques, il y a lieu d'ajouter les déformations plastiques dues à la répétition des charges mobiles qui, ainsi qu'on le sait, doivent rester en dessous d'une limite permanente de fatigue si l'on veut éviter que la répétition n'entraîne la rupture. (Voir les travaux cités de MM. ROS, PROBST et GEHLER.) Si cette condition est réalisée, la répétition des efforts donne lieu à une déformation permanente (plastique) croissant avec le nombre des applications de l'effort, en plus d'une déformation quasi rigoureusement élastique. En admettant que la déformation plastique, pour un nombre d'ap-

1. Cette formule n'est valable que tant que les charges restent appliquées. La question de la part réversible et de la part permanente de ces déformations est très peu élucidée.

plications donné, est sensiblement proportionnelle à l'effort, nous pouvons encore conserver la conclusion que les grandeurs hyperstatiques sont indépendantes de l'état plastique ou élastique dans les cas précédemment définis et sous les mêmes réserves.

De plus, les déformations seraient obtenues de nouveau par emploi d'un coefficient d'élasticité fictif convenable, fonction du nombre de répétitions, valable pour chaque charge répétée et conduisant à une expression généralisée de la loi de superposition analogue à celle définie précédemment.

Les déformations plastiques correspondent de la sorte à une diminution graduelle du module d'élasticité. Il en résulte une diminution des effets des déformations indépendantes des forces extérieures : retrait thermo-hygrométrique, déplacements des appuis, etc. Cette atténuation ne pourra être prise en considération dans les calculs que dans la mesure permise par les circonstances de l'exécution et de la mise en charge de l'ouvrage.

Selon les observations de M. GLANVILLE, une difficulté doit résulter de l'existence d'armatures importantes dans les zones de compression, qui diminuent les déformations plastiques et altèrent la notion du coefficient d'élasticité fictif, qui dépendra du pourcentage et de la position des armatures. En outre, en flexion, qu'il y ait ou non une armature comprimée, la déformation plastique de compression produit des rotations si l'on admet l'élasticité du volume du béton tendu. A moins d'admettre la même loi de déformation plastique du béton en tension qu'en compression, ces rotations altèrent les conclusions précédentes et modifient les réactions hyperstatiques. Il faut noter que pour le calcul des réactions hyperstatiques, on considère effectivement les parties étendues du béton comme non fissurées et comme élastiques. Ce point devrait faire l'objet d'investigations, mais jusqu'à nouvel ordre, on peut supposer que la perturbation n'est pas d'importance. Au point de vue de la statique interne, pour la flexion, moyennant les hypothèses faites usuellement, on peut conserver les méthodes de calcul en employant une valeur adéquate de m , qui dépend éventuellement du pourcentage et de la position de l'armature de compression. Une armature de compression diminuerait ainsi la valeur fictive permanente de m .

Pour les pièces comprimées axialement, M. GLANVILLE (op. cité) a établi la formule de compression, basée sur l'hypothèse élastique et qui tient compte de l'influence de l'armature sur le coefficient d'élasticité fictif.

Pour ce qui est du calcul des colonnes en béton armé chargées axialement, la considération des déformations plastiques, sous l'effet des charges permanentes ou répétées, ne tranche pas la question de savoir si le calcul doit se faire sur la base de l'hypothèse de rupture ou de l'hypothèse élastique. Car au point de vue de l'hypothèse élastique, tout se résume à un choix judicieux de la valeur de m et du taux de travail. Au point de vue de la rupture, la durée d'application de la charge ou sa répétition (si elle est inférieure à la limite de fatigue permanente) ne semblent pas modifier caractéristiquement la charge statique de rupture¹. S'il arrive qu'avant rupture, l'armature atteigne la

1. Pour éviter toute confusion, il importe de remarquer que la répétition des charges abaisse considérablement la limite de rupture permanente par rapport à la limite de rupture sous charge unique, de telle sorte qu'au point de vue de la rupture, il reste justifié de

limite d'écrasement plastique, à partir de ce moment sa charge reste stationnaire et celle du béton croît jusqu'à la rupture. Cette conclusion de M. RICHART (op. cité) attire l'attention sur le danger éventuel de flambement des barres comprimées et sur l'opportunité des ligatures suffisamment rapprochées ou d'un léger frettage.

Je suis conduit ainsi à effleurer le sujet de la résistance ultime et du calcul des pièces en béton armé fretté. Rien de neuf, me semble-t-il, n'a été énoncé depuis le Congrès de Liège (Question I, rapport général de M. BAES, communications de MM. SALIGER, LJUNGBERG, VANDEPERRE et EMPERGER) et depuis le Congrès d'essais des matériaux de Zurich (Communication citée de M. RICHART, observations de MM. BAES et VANDEPERRE). Le sujet rentre d'ailleurs plus dans le cadre de la résistance des matériaux que dans celui de la statique. Il est néanmoins intéressant de noter que les déformations plastiques du béton sous charge permanente diminuent sensiblement le bénéfice que l'on peut attendre du frettage, tandis que les armatures longitudinales sont fortement mises à contribution.

Dans tout ce qui précède, il s'agit de déformations plastiques intéressant l'ensemble d'une construction, mais qui sont forcément limitées à un maximum relativement faible. Des déformations plastiques importantes généralisées ne pourraient se produire sans provoquer promptement le flambage des constructions et si les déformations lentes n'étaient pas limitées étroitement, aucune construction comprimée en béton ou en béton armé ne pourrait être stable.

Il peut se produire aussi dans les constructions des déformations plastiques localisées, qui correspondent plus directement à la notion expérimentale de déformation permanente, c'est-à-dire à une tension qui reste constante en produisant une déformation croissante. Il est couramment admis que ce phénomène intervient d'une manière heureuse dans beaucoup de dispositions constructives pour réaliser une limitation des contraintes locales et soulager certains éléments, les plus fatigués, par l'intervention d'éléments voisins qui sont encore en état de résistance élastique. Cette théorie de l'adaptation, ainsi que l'a appelée M. CAQUOT, était somme toute utilisée depuis longtemps, non sans que l'on s'en doute, mais plutôt sans qu'elle ait été formulée d'une manière aussi précise qu'elle l'est depuis le développement des théories de l'état de rupture.

Dans les constructions en béton armé, les fissures des dalles à la rencontre des nervures ou aux têtes des colonnes, que l'on rencontre dans certains ouvrages, ne sont que des signes de l'adaptation des armatures insuffisantes d'encastrement, qui cèdent dans la mesure nécessaire pour réduire l'influence de la continuité et permettre un état de déformation et d'équilibre différent. Il ne se produit aucune rupture si les dalles ou les poutres sont suffisamment armées entre leurs appuis pour résister dans les conditions nouvelles d'encastrement diminué des appuis. L'adaptation a souvent favorisé à leur insu des constructeurs incompetents ou imprudents; elle ne joue évidemment que s'il

prendre pour les effets des charges répétées un coefficient de sécurité supérieur à celui relatif aux charges fixes. Mais il sera en outre désirable de veiller à limiter convenablement les déformations dans les deux cas de charge, indépendamment des taux de rupture.

se trouve à l'endroit voulu de la construction déformée un excès de résistance, mais il ne s'y trouvera pas toujours. L'idée est venue de tirer systématiquement parti de l'adaptation par la plasticité; elle influe alors sur la statique externe générale et la statique interne locale, d'une manière permettant toujours des calculs relativement simples. Cette méthode s'applique le plus souvent aux appuis ou assemblages. Dans les constructions en béton armé, les semi-articulations MESNAGER et FREYSSINET en sont des exemples classiques. Il y a d'ailleurs une véritable relation de continuité entre ces encastremements de section quasi nulle, à déformations plastiques, et les encastremements volumineux à déformations élastiques, ainsi que l'a montré M. VALETTE (*Génie Civil* du 1-2-30 et du 9-5-31) par le pont en béton armé de Conflans Fin d'Oise.

Une application intéressante de la théorie de l'adaptation par la plasticité a été développée par M. G. VON KAZINCZY (cf. Travaux du Congrès international de la Construction métallique à Liège en 1930 et vol. XII-1931 de la revue *Technika*) au calcul des poutres continues sur plusieurs appuis, avec référence aux essais de M. MAIER-LEIBNITZ (cf. mémoire cité du prof. GEHLER). Appliquée au calcul des poutres et hourdis continus en béton armé, cette théorie constituerait une exploitation consciente du processus d'adaptation que je citais plus haut en exemple. Mais M. VON KAZINCZY a bien soin de mettre en garde contre des applications intempestives de cette théorie, notamment en cas de déformation excessive. La théorie exige finalement le calcul complet par la théorie de l'élasticité, ce qui écarte le danger de l'utilisation de ces méthodes délicates par des personnes non prévenues.

Dans ces déformations plastiques locales, le plus souvent, il s'agira de l'armature et l'on sait, d'une manière générale, quel rôle important la limite élastique de l'acier joue dans la résistance du béton armé. Aussi est-il avantageux, en dépit de l'exploitation de la déformation plastique de l'acier, qui constitue une sorte de réserve générale de résistance, d'utiliser des aciers à limite élastique aussi élevée que possible, ainsi que le propose M. CAQUOT (*op. cit.*, Annales des Ponts et Chaussées, fasc. 2 de 1931) et ainsi qu'il en a été fait usage notamment au pont Lafayette à Paris. Il est intéressant d'observer que les essais de réception portent alors sur la limite élastique et sur la fragilité (résilience). Il est apparent aussi, d'après ce qui a été dit précédemment, qu'il y a intérêt à employer de l'acier à limite élastique élevée pour l'armature longitudinale des colonnes, ainsi que pour les frettes, en tenant compte du fait que la limite élastique apparente de ces dernières est déjà augmentée par le cintrage.

Je suis obligé de terminer cette introduction sans y donner la part qui leur revient à certaines propriétés importantes pour la statique du béton armé, mais qui sont moins à l'ordre du jour semble-t-il. Je citerai l'adhérence en renvoyant aux travaux cités de M. GLANVILLE; les dilatations transversales (coefficient de Poisson), à propos de quoi je renvoie au mémoire de M. GEHLER. Une question d'un autre ordre, mais de première importance, concerne la disposition rationnelle des armatures; je renvoie à ce propos aux travaux de M. F. DUMAS. Déjà au 1^{er} Congrès international du béton et du béton armé, à Liège en 1930, M. A. MESNAGER avait rappelé l'importance de la connaissance des lignes isostatiques et des méthodes d'investigation photoélastiques pour la disposition des armatures (Rapport II-12).

Il est temps de conclure l'introduction. Je crois pouvoir répéter qu'il n'y a pas crise de principes en béton armé, mais crise de croissance. Les méthodes sanctionnées par la pratique restent, après mûr examen, les plus conformes à la logique tempérée par la reconnaissance de l'impossibilité d'une théorie absolue. Ce qui fait défaut, ce sont des coefficients tout à fait certains et répondant, même d'une manière moyenne, à l'infinie variété des cas d'espèces. C'est sur ce point qu'il importe actuellement de diriger l'effort qui doit comporter :

- une définition convenable des besoins ;
- l'exécution d'un programme d'essais adéquats ;
- un corps de conclusions précises et pratiques des résultats de ces essais, en vue de leur application aux méthodes de la statique et aussi aux méthodes de construction.

Un tel travail est de longue haleine et coûteux. Il doit nécessairement être réparti entre un grand nombre d'instituts et organisé sérieusement en vue de hâter le résultat, tout en conservant un contrôle réciproque suffisant.

Un pareil travail pourrait être entrepris sous les auspices et au sein de l'A. I. C. A. B. A., mais pour le conduire à bonne fin, il paraît nécessaire de constituer une commission de direction suffisamment étendue, étant donnés les aspects multiples et complexes des déterminations à faire.

Je prends soin, en ce qui me concerne, d'ajouter immédiatement que je ne voudrais pas voir attribuer à cette commission la mission d'établir un règlement international ou plutôt supra-national, que je considère comme une utopie. Les règlements nationaux restent indépendants. Toute préoccupation réglementaire ou administrative doit être étrangère aux recherches et aux travaux de la commission, ce à quoi ne répondent pas tous les travaux passés en revue. Les conclusions de la commission ne pourront s'imposer que par leur propre évidence ou leurs propres avantages, éventuellement adaptés aux besoins divers des pays intéressés.

Sans connaître les conclusions des autres rapporteurs ni attendre les résultats de la discussion, je sou mets cette proposition au Congrès en lui suggérant de voter le principe d'une commission compétente, sans lui imposer de programme déjà défini (il ressortira de l'ensemble des travaux du Congrès), mais en désignant sur-le-champ le noyau organisateur.

Résumé.

La statique du béton armé ne peut tenir compte des propriétés physiques complexes des matériaux constituants que d'une manière sommaire, moyenne et synthétique. Il faut que la marge de discordance entre la statique conjecturale et la résistance réelle reste modérée. La question se pose de savoir si les progrès réalisés dans la connaissance des propriétés physiques des matériaux exigent une révision fondamentale de la statique du béton armé ou bien une réadaptation, portant surtout sur les coefficients numériques expérimentaux. Le rapporteur, après avoir constaté le fait de l'augmentation des résistances des bétons, envisage les questions de l'élasticité et de la plasticité considérées du point de vue de la statique, tant interne qu'externe des ensembles constructifs.

Il conclut, avec quelques réserves mineures, à la validité des méthodes de calculs existantes, basées sur l'hypothèse de l'élasticité. Le rapport considère aussi les effets des déformations indépendantes des forces extérieures, ainsi que les effets locaux de la plasticité (phénomène d'adaptation). Il conclut à la nécessité d'une recherche systématique et coordonnée des coefficients numériques indispensables et propose de la confier à un comité directeur international choisi au sein de l'Association internationale.

Zusammenfassung.

Die Baustatik des Eisenbetons berücksichtigt nur in grober, synthetischer Weise die sehr verwickelten physikalischen Eigenschaften der Baustoffe. Die Differenz zwischen den Resultaten einer baustatischen Berechnung und der wirklichen Widerstandsfähigkeit muss möglichst klein bleiben. Man kann sich die Frage stellen ob unsere heutigen Fortschritte auf dem Gebiete der Materialkenntnis eine gründliche Revision der Baustatik des Eisenbetons wünschenswert machen, oder ob sie nur eine einfache Anpassung erfordern, hauptsächlich in Bezug auf die experimentellen, zahlenmässigen Daten.

Der Berichterstatter stellt fest, dass die Güte des Betons sich im Laufe der letzten Jahre sehr gesteigert hat. Er berücksichtigt die Fragen der Elastizität und Plastizität vom Standpunkte der äusseren sowie der inneren Statik geschlossener Eisenbetonbauten. Er kommt — unter gewissem Vorbehalt — zum Schluss, dass die bestehenden, auf der Elastizitätslehre gegründeten Methoden beibehalten werden können. Der Berichterstatter erwähnt auch die Wirkung der Formänderungen, welche von den äusseren Kräften unabhängig sind, sowie die örtlichen Erscheinungen der Plastizität (Selbstentlastung oder Anpassung).

Zum Schluss deutet er auf die Notwendigkeit einer systematischen Forschung der erforderlichen, zahlenmässigen Daten hin und schlägt vor, sie einer im Schosse des Internationalen Verbandes gewählten Kommission zu unterstellen.

Summary.

The design of reinforced concrete structures as a whole agrees but roughly, synthetically, with the physical properties of the constituent materials. Any difference between theoretical computations and actual strength must be small. The question arises whether increasing knowledge of the physical properties of the materials demands a fundamental revision of the methods of designing reinforced concrete structures, or if only a readaptation of the experimental data would prove sufficient. The reporter first considers the actual increase in strength of concrete; he then examines the influence of elasticity and plasticity of concrete on the stability of complete structures, taking into account internal as well as external forces.

With some minor reservations he decides on the validity of existing methods in which elasticity is assumed. The paper also considers the effect of strains that are independant of the external forces, and also the local effects of plasticity (self-relieving). The writer concludes that it is necessary to undertake systematic and organized research, in order to find out the necessary data, and he proposes that this research work should be carried out under the direction of a Commission consisting of members of the International Association.