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

Band: 2 (1936)

Artikel: La sécurité des ouvrages de béton armé

Autor: Moe, A.J.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3021

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: 17.07.2025

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

IIa 8

La sécurité des ouvrages de béton armé.

Über die Sicherheiten der Eisenbetonbauten.

The Factor of Safety of Reinforced Concrete Structures.

A. J. Moe,
Beratender Ingenieur, Kopenhagen.

1° — *Definition du degré actuel de sécurité.*

La sécurité des constructions statiques est définie actuellement par des contraintes admissibles. Le coefficient de sécurité est en général le rapport entre la limite de rupture ou d'écoulement du matériau et la contrainte admissible.

Cette définition n'est cependant pas suffisante.

Au cours des ans on a découvert par hasard qu'ici ou là certaines conditions spéciales étaient nécessaires.

Exemple: Dans les murs de soutènement, il faut tenir compte et de la sécurité par rapport à la pression sur le sol et de la sécurité par rapport au basculement du mur.

Il en est à peu près de même pour les balcons.

Pour les cheminées en maçonnerie on a introduit une condition spéciale, à savoir que les tractions théoriques ne doivent pas s'étendre au-dessous du centre de gravité de la section.

Dans tous ces cas, les conditions spéciales sont à considérer comme des conditions de stabilité.

Il est intéressant de constater que les contraintes admissibles n'ont plus aucune signification pour les colonnes. Il est vrai que l'on prescrit encore actuellement des contraintes admissibles en fonction de la longueur de flambage mais ce n'est qu'une transcription de la formule.

Les colonnes sont dimensionnées actuellement pour une certaine charge multipliée par le coefficient de sécurité car il n'existe aucune relation entre la charge et la contrainte. On part donc de la charge de rupture dans le dimensionnement des colonnes. C'est donc le contraire du dimensionnement des armatures de traction où l'on admet que la cause de la rupture est un accroissement de l'allongement sans augmentation de la charge.

Il est donc impossible de donner une définition courte et simple du degré de sécurité dans les ouvrages statiques, tel qu'il est utilisé actuellement.

Il faut encore ajouter que le coefficient de sécurité par rapport aux sollicitations dynamiques est introduit sous forme de coefficient de charge. C'est encore une nouvelle conception de la sécurité, différente de celle qui adopte des contraintes admissibles.

2° — *Inconvénients du facteur actuel de sécurité dans son application aux systèmes portants.*

La forme actuelle du degré de sécurité présente l'inconvénient de ne pouvoir être définie brièvement et simplement.

La représentation de la sécurité par des contraintes admissibles n'a pas ou que peu de sens dans bien des cas importants (problèmes de stabilité, colonnes, sollicitations dynamiques).

Un autre inconvénient est qu'à côté de la règle générale il faille introduire une série de conditions spéciales très diverses. On détermine le coefficient de sécurité tantôt par rapport à la charge, tantôt par rapport à la rupture ou à la limite d'écoulement.

L'amélioration de la qualité des matériaux augmente l'importance des questions de stabilité. L'introduction de nouvelles conditions sera peut-être nécessaire.

Le fait que la règle principale de la sécurité ne soit pas absolue pour tous les cas de stabilité est un inconvénient.

Une autre lacune provient du fait que la forme de la sécurité ne permette pas d'attribuer une valeur différente aux différentes contraintes.

Il faudrait par exemple attribuer une autre importance à certaines contraintes propres et aux contraintes de montage qu'aux contraintes ordinaires engendrées par la surcharge dans l'ouvrage en service.

Le poids propre est multiplié par le même facteur de sécurité, qu'il agisse favorablement ou défavorablement; c'est encore là un inconvénient.

La plupart des cas, où des conditions spéciales sont nécessaires et où par conséquent les contraintes admissibles sont en général superflues, résultent d'une disproportion entre la charge et les contraintes.

L'absence de proportionnalité résulte, dans les colonnes, du fléchissement latéral. La cause principale est en général le fait que le poids propre et la surcharge mobile sont pour ainsi dire des grandeurs de types différents, ce qui signifie que les contraintes engendrées par le poids propre et la surcharge immobile et les contraintes produites par la surcharge mobiles ne peuvent pas être additionnées sans autre.

3° — *Inconvénients du facteur actuel de sécurité dans son application aux constructions de béton armé.*

Les inconvénients que nous venons de mentionner existent pour la plupart des constructions et pour tous les matériaux.

Les propriétés du béton armé rendent la forme usuelle de la sécurité tout spécialement inappropriée.

Première raison: le béton armé est un matériau hétérogène. Généralement, les armatures sont aussi bien que possible adaptées aux efforts de traction, c'est-à-dire que les conditions sont spécialement défavorables lorsque les efforts de traction se présentent à un autre endroit que celui qui a été admis. Ce fait engendre dans le béton armé une forte disproportion entre la charge et les contraintes. Le béton armé est beaucoup plus sensible que les matériaux homogènes aux variations du rapport entre les charges fixes et mobiles.

Ces variations sont spécialement dangereuses dans les arcs de béton armé. Pour tous les matériaux, l'arc est plus défavorable que les constructions en poutre.

Exemple: Un arc à deux articulations de 24 m de portée, 4 m de flèche, d'une épaisseur de 15 cm, armé haut et bas de 5 $\varnothing$ 10 mm/m est sollicité de la façon suivante par une surcharge fixe de 400 kg/m² et une surcharge mobile de 100 kg/m²:

$\sigma_j \sim 943$ kg/cm² et $\sigma_b \sim 44{,}8$ kg/cm². Lorsque la seule surcharge mobile croit de 50 %, c'est-à-dire atteint 150 kg/m², les contraintes sont les suivantes:

$$\sigma_j \sim 1770 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_b \sim 65{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

σ_j a donc augmenté de 87,5 % et σ_b de 47,2 %.

Dans le cas d'une dalle sur appuis simples, dimensionnée pour $g = 400$ kg/m² et $p = 100$ kg/m², une augmentation de p de 50 % ne relève que de 10 % les efforts σ_j et σ_b dans l'acier et le béton.

Ces chiffres ne demandent aucun commentaire.

Les constructions établies spécialement pour des surcharges immobiles sont très sensibles aux variations du rapport entre les surcharges fixes et mobiles. Les ouvrages de béton armé sont à ce point de vue plus défavorables que les ouvrages d'acier ou de bois, partiellement par suite du plus grand poids propre du béton, partiellement par suite de l'hétérogénéité.

Une autre raison en faveur de l'abandon de la méthode actuelle du calcul de la sécurité pour les constructions de béton armé est l'importance de l'état de rupture de ce matériau.

La loi de Hooke n'est pas valable pour le béton et le béton armé. Pour des raisons d'ordre économique on part cependant de cette loi pour déterminer les hypothèses servant au dimensionnement des sections. Ces hypothèses sont basées sur les essais de rupture.

Le calcul des forces agissant dans une section (moments, efforts normaux, etc.) est de plus en plus basé sur l'état de rupture.

L'importance toujours croissante de l'état de rupture amène au premier plan la question d'une définition logique de cet état de rupture. Les contraintes admissibles usuelles ne permettent pas de répondre à cette question.

Une troisième raison parle en faveur de l'abandon des contraintes admissibles pour la détermination de la sécurité: celle du poids propre.

Les constructions dont le poids propre est relativement grand supporteront plus facilement un excès de charge que les constructions dont le poids propre est faible.

Nous considérons une charge fixe, qui en peut pas croître indéfiniment au-dessus de la limite admise, qui ne peut pas devenir alternée et qui n'exerce aucun effet dynamique, comme plus favorable qu'une charge mobile. Il serait par conséquent juste de considérer une surcharge fixe comme plus favorable qu'une surcharge mobile dans la définition du degré de sécurité.

L'introduction d'un coefficient dynamique pour les charges mobiles est une conséquence de ce que nous venons de dire, mais la méthode usuelle de calcul, avec contraintes admissibles, est trop défavorable pour les charges fixes.

Cela est valable pour tous les matériaux, mais les inconvénients sont les plus grands dans la construction de béton. Le béton armé se trouve donc dans une situation plus défavorable que l'acier et le bois.

La méthode usuelle de calcul est encore illogique à un autre point de vue. Dans la plupart des pays, lorsqu'une construction présente quelques fautes graves on ne passe pas immédiatement à sa démolition, on exécute tout d'abord un essai de charge. Lorsque les erreurs sont graves, on appliquera un excès de charge (de 50 % par ex.) à l'endroit défectueux. Si la construction resiste d'une façon satisfaisante à cette mise en charge, on la considérera comme utilisable.

On a confiance en une construction qui offre une sécurité suffisante vis-à-vis de la charge mobile, sans se soucier de sa sécurité, non contrôlée, vis-à-vis des charges fixes. Nous devons encore dire qu'il peut être dangereux de soumettre une construction, calculée pour un rapport déterminé entre les charges mobiles et fixes, à des charges dont le rapport est sensiblement plus grand.

Le grand poids propre des constructions de béton armé est une propriété importante, il ne faut par conséquent pas le réduire plus qu'il n'est nécessaire.

4° — *Que doit couvrir le degré de sécurité?*

En quelques mots voici:

a) Les erreurs et les inexactitudes des hypothèses de calcul.
b) Les défauts du matériau.
c) Les inexactitudes d'exécution.
d) Les erreurs d'évaluation de la charge utile.

En d'autres termes: les contraintes secondaires, les tensions propres, certains efforts alternés, les contraintes additionnelles, les tensions de montage, les inexactitudes de calcul, les pures défauts du matériau, les inexactitudes dans les dimensions des pièces livrées par les usines (profilés), les inexactitudes de montage et d'exécution, les imprécisions du poids propre, certains excès de charge accidentels, les écarts dans la grandeur et la répartition de la charge utile admise, les surcharges exceptionnelles (essai de charge), etc.

Si l'on introduit des valeurs raisonnables pour les différentes erreurs et inexactitudes, leur somme ne peut pas être couverte par le coefficient usuel de sécurité. Ce dernier ne peut couvrir que certaines combinaisons *probables* des différentes erreurs.

Ces combinaisons probables peuvent aussi bien provenir de quelques grandes fautes que d'un grand nombre de fautes petites ou moyennes.

On peut démontrer qu'il n'est possible de couvrir les fautes de plusieurs des groupes cités qu'en introduisant dans le calcul une plus grande charge mobile. En général, on peut dire que l'on peut remplacer une charge fixe par une charge mobile, tandis que l'inverse est impossible.

Certains défauts du matériau font exception, la meilleure manière de les couvrir est d'admettre une limite de rupture ou d'écoulement réduite. Il faut se faire une idée très claire du but de la sécurité.

Nous sommes d'avis que la sécurité par rapport à la rupture est la plus importante. La sécurité par rapport à la fissuration, ou par rapport à tout autre phénomène semblable, est importante, mais ne vient qu'en seconde ligne.

5° — *Projet d'un nouveau degré de sécurité pour l'usage pratique.*

La forme actuelle du degré de sécurité est:

$$(1)\quad \sigma_p + \sigma_g + \sigma_w + \sigma_t \leqq \sigma_{adm} = \frac{1}{n}\sigma_B$$

Pour les colonnes:

$$(2)\quad P_{adm} \leqq \frac{1}{n} P_{rupture}.$$

Pour la stabilité:

$$(3)\quad M_{favorable} \geqslant n' \, M_{défavorable}.$$

p se rapporte à la charge mobile
g » » à la charge fixe
w » » à l'action du vent
t » » aux contraintes dues à la température et autres effets semblables.
σ_B est la limite d'écoulement ou de rupture déterminée par des essais.
n et n' sont des coefficients de sécurité.

La première règle générale peut s'écrire

$$(4)\quad n \cdot \sigma_p + n \cdot \sigma_g + n \cdot \sigma_w + n \cdot \sigma_t = \sigma_B$$

ou $$(5)\quad \sigma_{(n \cdot p)} + \sigma_{(n \cdot g)} + \sigma_{(n \cdot w)} + \sigma_{(n \cdot t)} = \sigma_B$$

(Ce qui représente les contraintes engendrées par les surcharges multipliées par n).

(5) représente mathématiquement l'état de rupture et concorde avec (2) mais ne joue pas avec (3) car n' est généralement plus petit que n. La définiton de la rupture n'est donc pas absolue. En outre, il est difficile de se représenter le poids propre multiplié par n. Pour les colonnes, cette abstraction est indispensable toutefois.

Dans notre projet, nous composons les équations (1), (2) et (3) en une seule, à savoir:

$$\sigma_{(n_g \cdot g)} + \sigma_{(n_p \cdot p)} \leqq n_B \cdot \sigma_B = \sigma'_B. \qquad (I)$$

L'ingénieur *Gerber* a présenté une proposition semblable sans toutefois la justifier.

n_g est le coefficient de sécurité pour le poids propre, n_p est le coefficient de sécurité pour la charge mobile et n_B, qui est plus petit que 1, est le coefficient de sécurité du matériau. Si l'on choisit les coefficients n_p et n_g de telle sorte que le rapport n_p/n_g soit suffisamment grand (par ex. égal à 1,5), la sécurité au basculement est automatiquement assurée dans les problèmes de stabilité et l'on n'a besoin d'aucune condition spéciale. σ_B est la limite de rupture ou d'écoulement, déterminée par un essai, c'est par exemple la résistance à la compression du béton après 28 jours. La valeur réduite $\sigma'_B = n_B \cdot \sigma_B$ peut être définie comme *la contrainte formelle de rupture.* Cette contrainte est simplement déterminée par $\sigma'_B = n_B \cdot \sigma_B$ et l'on peut calculer sans autre avec cette valeur.

La *charge formelle de rupture* est déterminée par $n_p \cdot p + n_g \cdot g$, etc. *L'état formel de rupture* d'une construction est déterminé par la contrainte formelle

de rupture et la charge formelle de rupture. Si l'on ne veut plus se baser, pour le calcul, sur la loi de *Hooke*, ce que nous avons fait en béton armé dans bien des cas, il faut remplacer le diagramme des contraintes-allongements par un diagramme formel des contraintes-allongements. Nous savons que les propriétés des matériaux, déterminées par des essais, ne sont pas directement valables pour les matériaux employés dans une construction. Il est préférable de déterminer a priori des propriétés formelles permettant d'établir des principes de calcul logiques et non pas de tout couvrir par un coefficient total de sécurité.

Si l'on a plusieurs forces extérieures, par exemple une charge utile verticale, du vent et des forces additionnelles (écoulement plastique du matériau, température, compressibilité des appuis) on peut tenir compte de la façon suivante de la combinaison probable

$$\sigma_{(n'_g \cdot g)} + \sigma_{(n'_p \cdot p)} + \sigma_{(n_w \cdot w)} + \sigma_{(n_x \cdot x)} = n_B \sigma_B \qquad \text{(II)}$$

ou n'_g et n'_p sont des valeurs plus petites que n_g et n_p de l'équation (I).

Cette méthode peut évidemment encore être développée, mais dans les conditions pratiques les deux conditions (I) et (II) suffisent. Les contraintes additionnelles provenant d'une indétermination statique sont moins dangereuses pour la rupture que les contraintes engendrées par la surcharge. En général elles sont plus petites que d'après le calcul avec la loi de *Hooke* car les lignes des déformations-allongements de nos matériaux sont inclinées vers l'axe des déformations. En outre, les contraintes additionnelles se réduisent lorsque des déformations plastiques se présentent. On peut donc choisir n_x plus petit que n_p et n'_p.

Lorsqu'*une* surcharge mobile prime par rapport aux autres, par exemple la surcharge verticale par rapport aux efforts du vent et du freinage, une *seule* condition de forme (II) suffit.

Il suffit donc en général d'établir une seule condition, à savoir la condition (II).

Il est illogique de prescrire deux conditions, une avec et l'autre sans contraintes secondaires, comme nous le faisons actuellement. Dans les constructions hyperstatiques, la condition $\sigma_g + \sigma_p \leqslant \sigma_{adm}$ sera vraisemblablement combinée avec quelques contraintes additionnelles. Contrairement à ce que l'on a pour $\sigma_g + \sigma_p + \sigma_x \leqslant \sigma_{adm,\ relevé}$, cette condition déterminera les dimensions, ce qui peut souvent se présenter. Dans ce cas, la sécurité est plus faible dans les constructions hyperstatiques que dans les constructions isostatiques.

Il est préférable de prescrire, comme dans notre projet, un coefficient de sécurité plus petit pour les forces additionnelles que pour les charges principales. Les forces additionnelles ne peuvent pas engendrer la rupture et les forces additionnelles maxima et la surcharge maxima ne se présenteront vraisemblablement pas en même temps.

On peut établir deux groupes de coefficients de sécurité, pour un calcul plus ou moins précis. Par exemple: $n_{g,1}$; $n_{p,1}$; $n_{x,1}$ et $n_{B,1}$ pour un calcul plus précis et $n_{g,2}$; $n_{p,2}$; $n_{x,2}$ et $n_{B,2}$ pour un calcul moins précis.

De telles prescriptions sont très pratiques pour la construction des charpentes.

Si l'on peut égaler, au point de vue de la sécurité, certaines contraintes propres (par ex. les contraintes de montage qui existent dans une construction en service) et les contraintes résultant du poids propre, ce qui est tout-à-fait justifiable, les calculs seront simplifiés dans bien des cas. On peut par exemple simplifier de

la sorte le calcul des constructions du type *Melan*, en donnant un caractère spécial aux précontraintes qui se produisent dans l'armature rigide. En général, les conditions de sécurité que nous avons posées permettent de donner une position spéciale à certains efforts, sans pour autant compliquer les méthodes de calcul. Ce fait est très important car les anciennes méthodes de calcul ne permettent pas de tenir compte des différentes possibilités d'accroissement des différents types de contraintes.

En ce qui concerne les constructions du type *Melan*, il faut encore faire ressortir une particularité.

Si la précontrainte se monte, dans l'armature rigide, aux $^2/_3$ de la contrainte admissible, on ne peut solliciter la section qu'avec $\frac{\sigma_{j,\,adm}}{3 \cdot 15}$ $(F_b + 15\,F_j)$ d'après l'ancienne méthode de calcul. Cela n'a pas de sens. Si la précontrainte était égale à $\sigma_{j,\,adm}$, la section (béton + armature rigide + fers ronds) ne pourrait plus supporter aucune charge. S'il faut renoncer à tout accroissement de la précontrainte, il est nécessaire de transformer l'ancienne méthode de calcul et d'établir des prescriptions spéciales.

La méthode proposée simplifie les calculs de la façon suivante:

$$n_g \cdot \sigma_{j,\,\text{précontr.}} + n_g \cdot \sigma_{j,\,g,\,\text{final}} + n_p \cdot \sigma_{j,\,p,\,\text{final}} \leqq n_B \cdot \sigma_B$$

et de même pour le taux de travail du béton. On calcule avec les surcharges de la construction et l'on additionne toutes les contraintes à la fin. Il faut seulement faire remarquer que le rapport n_p/n_g ne doit pas être choisi trop petit.

Le poids propre peut parfois devenir mobile, tant par rapport à sa grandeur que par suite d'une certaine mobilité. Il serait possible, dans ce cas, de considérer une certaine partie de la charge fixe comme mobile. Cependant ce n'est pas pratique car cela complique inutilement les calculs (on a affaire à deux charges mobiles au lieu d'une seule) et ensuite parce que la mobilité de la surcharge fixe est fortement limitée. Une grosse entretoise n'est pas fortement mobile. Par contre, on peut très bien admettre qu'une dalle n'a pas une épaisseur constante d'où il résulte que le poids propre n'est pas uniformément réparti, conformément à l'hypothèse faite.

Il est préférable de couvrir ce mouvement des charges fixes à l'aide du coefficient de sécurité des charges mobiles. Ce n'est que lorsque la charge fixe est très grande par rapport à la charge mobile que ce procédé ne suffit plus. Pour ces cas exceptionnels, il est logique et pratique de prescrire que la charge mobile totale ne se trouvera pas au dessous d'un certain pourcentage de la charge fixe totale — par ex. 10 % — pour chaque élément de la construction. Une telle prescription ne peut entrer en ligne de compte que pour les éléments principaux, faiblement chargés, des grandes constructions.

6° — *Les principaux avantages de ce nouveau projet.*

a) Le nouveau coefficient de sécurité couvre beaucoup plus de choses que celui qui est généralement employé.

b) Les deux principaux groupes d'effets que le coefficient de sécurité doit couvrir, à savoir les fautes du matériau et les erreurs de charges, ont tous les deux un coefficient de sécurité.

c) Dans les problèmes de stabilité, il est possible de calculer directement la sécurité, sans conditions spéciales.

d) Un grand poids propre, que l'on peut en général considérer comme favorable (vis-à-vis du danger d'explosion, des effets dynamiques, de l'isolation contre les bruits, etc.) ne sera pas inutilement considéré comme défavorable.

e) Les constructions, qu'une auscultation précise a montré comme réussies, pourront être sans danger plus fortement sollicitées.

f) C'est sans grands risques que l'on pourra augmenter la charge d'essai à l'endroit dangereux.

g) Il faut dire que le véritable degré de sécurité d'une construction en service est égal au rapport entre la charge utile maxima absolue appliquée à la construction au moment de la rupture et la charge utile admise dans le calcul. Il faut ajouter encore que la sécurité calculée par rapport à la rupture ne doit pas s'éloigner de beaucoup de la sécurité réelle. Cette condition est remplie dans la méthode de calcul proposée, mais non dans la méthode usuelle.

h) Le grand domaine que comprend notre coefficient de sécurité peut être traité d'une façon logique d'après notre proposition et il ne subsiste aucun point plus ou moins obscur comme dans les contraintes admissibles usuelles.

i) Il est possible de déterminer les contraintes formelles de rupture, les charges formelles de rupture et par le fait même l'état formel de rupture.

k) On peut indiquer des règles pour les écarts admissibles de la loi de *Hooke* dans les calculs approximatifs.

l) La sécurité vis-à-vis des fissures, des charges répétées, etc. peut être atteinte avec les mêmes moyens et une beaucoup plus grande probabilité qu'avec la méthode usuelle.

m) Les principes de calcul sont plus conséquents et les calculs statiques sont plus sûrs et plus simples, principalement dans les problèmes de stabilité, de précontraintes, etc.

Les valeurs du coefficient de sécurité doivent en fin de compte concorder avec les prescriptions concernant le calcul et l'exécution.