

— 69.355 : 389.6 —

---

# Instructions relatives aux Ouvrages en Béton armé

---

Texte et Notes explicatives

---

## INTRODUCTION

Le texte des *Instructions relatives aux ouvrages en béton armé* a été publié par l'Association Belge de Standardisation en mai dernier. Il forme l'objet de la brochure n° 15 des publications officielles de cette Association et y est présenté sous forme d'un cahier des charges. Comme tel il se compose de l'énumération en quelques articles des différentes conditions qui doivent être observées tant dans le calcul que dans l'exécution et l'épreuve des ouvrages en béton armé; par contre, il ne contient pas la justification de ces différentes stipulations.

Jugeant qu'une règle ne peut être parfaitement claire que pour celui qui en connaît la justification, l'Association Belge de Standardisation a cru utile de rédiger, pour chaque article, une note résumant les raisons qui ont dicté son adoption.

C'est ce travail qui est publié ci-après, dans l'espoir qu'il rendra plus utile encore le travail entrepris par l'A. B. S. Il ne fait cependant pas partie intégrante des *Instructions* et son texte ne peut pas être invoqué, si ce n'est à titre interprétatif, pour l'exécution des contrats dans lesquels on se serait référé aux *Instructions*.

Le Secrétaire de l'A. B. S.  
Gustave-L. GÉRARD.

## ORIGINE DU TRAVAIL.

L'élaboration des instructions relatives aux ouvrages en béton armé a été entreprise par l'Association belge de Standardisation, à la demande de l'Union belge des Entrepreneurs de Travaux publics.

La Commission technique, chargée de ce travail, a été composée de délégués des administrations et groupements suivants :

Le Ministère des Chemins de fer;

Le Ministère de la Défense Nationale;

La Société Centrale d'Architecture;

La Fédération Nationale belge du Bâtiment et des Travaux publics;

L'Union belge des Entrepreneurs de Travaux publics.

Enfin, l'Administration des Ponts et Chaussées a bien voulu envoyer un délégué pour assister aux séances qui ont suivi la clôture de l'enquête publique à laquelle un texte provisoire avait été soumis. Il est cependant entendu que la participation de ce délégué aux travaux de la Commission ne peut être interprétée comme témoignant de l'acquiescement de l'Administration des Ponts et Chaussées aux décisions prises et que les normes arrêtées n'obligent aucunement la dite administration.

La Commission s'est réunie la première fois le 13 juillet 1920 et, après avoir tenu vingt-trois séances, a publié, au début de 1922, un texte provisoire, accompagné de notes explicatives et devant servir de base à une enquête publique.

Cette enquête, clôturée à la fin de 1922, a produit des résultats du plus grand intérêt, le projet d'instructions ayant été l'objet de nombreuses remarques émanant de personnalités françaises, suisses et belges.

Les résultats de l'enquête publique ont été étudiés par la Commission qui a tenu, à cet effet, quatre séances au début de 1923. Il en est résulté le texte modifié reproduit ci-dessous.

## OBJET DES INSTRUCTIONS.

Le but poursuivi par l'élaboration des Instructions relatives aux ouvrages en béton armé consiste à créer une spécification-type pour le calcul et la construction de ces ouvrages, propre à uniformiser les méthodes employées par les différents spécialistes

et à mettre ceux-ci sur le même pied lors de l'établissement des projets pour lesquels ils sont en concurrence.

Il est, au surplus, bien entendu, que les présentes instructions concernent essentiellement les entreprises privées pour lesquelles il n'existe pas de cahiers de charges complets et précis et que les ouvrages exécutés par les administrations publiques ne sont pas visés par ces prescriptions.

## OBSERVATIONS IMPORTANTES.

1. Il est bien entendu que les prescriptions ci-après forment un tout et qu'il n'est pas permis de les appliquer isolément.

2. Il est également entendu que le fait d'avoir observé intégralement les stipulations des instructions ci-après, ne dégage pas la responsabilité des entrepreneurs, ingénieurs ou architectes, telle qu'elle est définie par le Code civil.

3. Les trois annexes placées à la fin des Instructions sont de simples recommandations, destinées à aider les ingénieurs et entrepreneurs dans la solution de diverses questions restées plus ou moins controversées jusqu'ici; elles ne font toutefois pas partie des Instructions et leur observance ne rentre donc pas dans les obligations contractuelles de l'entrepreneur qui a souscrit à celles-ci.

## COMPOSITION DE LA COMMISSION.

*Président* : Chaque membre à tour de rôle.

*Membres* : MM. Baude, Coureaux, Dagnelies, Fricero, Grondel (1), Mihrtadiantz, Monnoyer, Ongenae (remplacé dans la suite par M. Lenfant), Prax, Ronsse, Thilly et Verly.

*Secrétaire-Rapporteur* : M. G. Magnel.

*Secrétaire* : M. G.-L. Gérard, secrétaire de l'A. B. S.

### I. — Données à admettre dans la préparation des projets.

#### A. — Surcharges, retrait, variations de température.

ARTICLE PREMIER. — Les ouvrages en béton armé doivent se calculer, comme tout autre ouvrage, pour les sollicitations effec-

(1) M. Grondel n'a suivi les travaux qu'après la clôture de l'enquête publique.

tives les plus défavorables, tant statiques que dynamiques, qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent, en aucun cas, les mettre en danger.

*Note explicative.* — Cet article est conçu en termes tout à fait généraux parce qu'il appartient au client d'indiquer la destination des ouvrages à construire et partant, les charges qu'ils auront à porter.

Il est utile d'attirer l'attention sur le fait que, d'après cet article, le calcul doit se faire pour les charges *effectives* les plus défavorables. Cette stipulation a pour but d'exclure les méthodes de calcul consistant à chercher les charges produisant des tensions de rupture et à diviser ces charges par le coefficient de sécurité, pour trouver celles que l'on peut tolérer en service. Un tel calcul est exact, il est vrai, dans beaucoup de cas et notamment quand toutes les charges varient proportionnellement; par contre, il est inexact dans d'autres cas, comme, par exemple, dans celui d'une cheminée où la réduction de l'effort du vent à une fraction de sa valeur ne réduit pas les tensions élastiques dans le même rapport.

ART. 2. — Sauf stipulation contraire, on admettra que la pression du vent, par mètre carré de surface frappée normalement à sa direction, puisse atteindre, en Belgique :

a). A l'intérieur du pays :

- 1° pour les ponts, 150 kilogrammes;
- 2° pour les réservoirs, 125 kilogrammes;
- 3° pour les charpentes, 100 kilogrammes.

b). Au bord de la mer (soit sur une bande de 10 kilomètres longeant le contour géographique de cette dernière), 200 kilogrammes.

Le vent sera supposé incliné de 10° sur l'horizontale.

Toutefois, il appartient aux auteurs de projets d'augmenter les chiffres ci-dessus là où le vent est un des principaux éléments de la sollicitation, et ce afin de tenir compte de l'effet dynamique que peuvent produire des coups de vent répétés.

*Note explicative.* — Les chiffres indiqués comme intensités du vent sont beaucoup inférieurs à ceux admis jusqu'à ce jour et qui atteignent 270 kilogrammes par mètre carré pour les ponts. Ces pressions élevées avaient été admises précédemment à la suite des expériences de Baker au pont du Forth; on a reconnu depuis, qu'ils correspondent à des conditions toutes différentes de celles qui prévalent dans notre pays.

Les chiffres préconisés ici, ont pour base des données fournies par l'Observatoire d'Uccle, interprétées à la lumière des expériences de

M. Eiffel. On en trouvera la justification détaillée dans les Notes explicatives jointes au Règlement pour la construction des charpentes métalliques, publié par les soins de l'A. B. S. dans la R. U. M. (1<sup>er</sup> novembre 1920).

Les intensités du vent, prescrites dans cet article, correspondent donc bien à la réalité. Il n'en résulte cependant pas nécessairement qu'il soit prudent de donner à des ouvrages pour lesquels le vent est un des principaux éléments de la sollicitation, des résistances moindres que celles prévues jusqu'à ce jour par la pratique courante.

Dans le cas d'une cheminée élevée, par exemple, des coups de vent d'intensité moyenne, mais répétés, pourraient créer un état dynamique donnant des tensions élastiques plus élevées que celles résultant, à l'état statique, d'un coup de vent unique plus intense. En d'autres termes, en attendant les pressions réduites — mais réelles — préconisées dans le présent article, on ne doit pas perdre de vue l'état vibratoire dans lequel la cheminée peut se trouver et soit d'étudier la majoration des tensions élastiques qui en résulte, soit d'adopter des efforts du vent plus élevés.

Il est d'autant plus utile d'appeler l'attention sur ce point que les expériences de M. Eiffel conduisent à admettre que la pression fictive sur un plan diamétral d'un cylindre — pression équivalente à la pression réelle sur la paroi cylindrique — est inférieure aux 0,4 de la pression sur un plan frappé normalement, alors que, jusque tout récemment, on a admis qu'elle en était les deux tiers. Cette réduction combinée avec celle de l'intensité du vent, conduirait à admettre des dimensions tellement plus réduites que celles qu'adopte la pratique courante, qu'il paraît imprudent de s'engager dans cette voie sans faire l'étude de l'état vibratoire ou de baser le calcul sur un effort du vent majoré.

ART. 3. — Dans le calcul des charpentes, on admettra que la surcharge de neige, par mètre carré de surface horizontale, varie, en Belgique, suivant l'altitude, d'après l'échelle suivante :

35 kilogrammes pour une altitude de	0 à 100 mètres inclus.
40 id.	100 à 200 id.
45 id.	200 à 300 id.
50 id.	300 à 400 id.
55 id.	400 à 500 id.
60 id.	500 à 600 id.
65 id.	600 à 700 id.

Cette surcharge pourra être négligée pour les inclinaisons de 50° et plus, à condition, toutefois, que la rencontre de deux versants ne produise pas de réduits où la neige puisse s'accumuler.

*Note explicative.* — Les chiffres indiqués dans cet article ont été établis en considérant les résultats d'observations faites par l'Institut royal de Météorologie de Belgique. On en trouvera la justification détaillée dans le numéro déjà cité de la R. U. M. (1<sup>er</sup> novembre 1920).

ART. 4. — On admettra, en Belgique, que la température puisse varier de 25° C. de part et d'autre de la température de pose. Toutefois, cette variation de température pourra être réduite lorsque l'ouvrage est protégé contre les variations de température de l'air ambiant (par exemple, par une couche de remblai).

*Note explicative.* — Le chiffre de 25° C. est basé sur les considérations suivantes :

Voici tout d'abord les grandes lignes de trois expériences, à caractère bien distinct, mais conduisant, malgré cela, à des conclusions quasi-identiques :

Expérience de M. Mesnager (1). Il a relevé pendant un an les variations de température à l'intérieur d'un prisme en béton de 200 × 50 × 50 centimètres, exposé à toute les intempéries et les a comparées à celles de l'air ambiant.

Il a trouvé que ces variations sont pratiquement les mêmes comme amplitude, mais qu'elles sont décalées l'une par rapport à l'autre de 3 à 4 heures. Les températures extrêmes relevées durant cette année ont été de -6° et de +30° C., soit une variation totale de 36°.

M. Mesnager a vérifié si le prisme s'allongait et se raccourcissait bien comme si toute la masse avait la température relevée au centre. La réponse a été affirmative et le coefficient de dilatation trouvé de 0,000011.

Expérience de M. von Emperger (2). Il a observé les mouvements du sommet de l'arche du pont en béton armé de Doberneg sur l'Elbe, ainsi que les variations de température de l'air ambiant. Il résulte de ces expériences qu'à condition de tenir compte du décalage signalé par M. Mesnager, la courbe donnant les variations de la flèche correspond presque parfaitement avec celles des flèches calculées par les théories de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse où tout le pont aurait la température de l'air ambiant et où le coefficient de dilatation thermique aurait la valeur de 0,000010.

Expérience de M. Gehler (3). Il a étudié expérimentalement une passerelle au-dessus du chemin de fer de Leipzig. Il s'agissait d'arcs en béton armé en garde-corps, articulés aux deux bouts, l'une des articulations se trouvant sur un chariot à libre dilatation horizontale.

M. Gehler a mesuré les déplacements du chariot et en a déduit les variations de température fictive uniforme à laquelle devrait se trouver la passerelle pour que ces déplacements se produisent, il a comparé cette température  $t$  à celle  $T$  de l'air ambiant. Il signale que les variations de  $t$  n'atteignent qu'environ les 0,8 de celles de  $T$ . Il est possible que le frottement au chariot ait empêché son libre déplacement et que sans cela les variations de  $t$  auraient été sensiblement les mêmes que celles de  $T$ . M. Gehler ne signale pas le décalage dont parle M. Mesnager; il est vrai

(1) Voir Cours de Béton Armé, A. Mesnager, Dunod, 1921.

(2) Voir Mesnager, Cours de Béton armé; Dunod, 1921.

(3) Voir Der Rahmen, par Dr. Ing. W. Gehler, Wilhelm Ernst, Berlin, 1919.

qu'il a étudié un arc de grande hauteur, mais de très faible épaisseur (20 centimètres seulement).

Comme conclusion des expériences citées, M. Mesnager préconise de baser les calculs sur une variation de température de  $\pm 25^\circ$  C.; M. Gehler préconise  $\pm 30^\circ$  et enfin M. von Emperger conseille d'adopter :

+25° et -15° pour des épaisseurs de 20 centimètres.

+22° et -12° pour des épaisseurs de 50 centimètres.

+17° et -7° pour les épaisseurs de 100 centimètres.

Les chiffres de M. von Emperger paraissent beaucoup trop bas pour la Belgique, surtout ceux relatifs aux abaissements de la température. Or, ce sont ces derniers qui ont surtout de l'importance, étant donné qu'à l'effet des chutes de température vient s'ajouter celui du retrait du béton pendant le durcissement, alors que les élévations de température annulent presque exactement l'effet du retrait du béton sur les tensions élastiques.

C'est donc la chute de température à introduire dans les calculs qu'il importe d'étudier de près. Or, cette chute devrait être plus élevée que celle se produisant dans l'air ambiant à cause du fait — rarement signalé — qu'une construction en béton armé fait prise à chaud par suite de la chaleur dégagée par la réaction chimique de la prise du ciment. Dans de grandes masses de béton on a relevé des températures supérieures de 30° à celle de l'air ambiant; des températures de 8 et 10° au dessus de celle de l'air ambiant se maintiennent souvent plusieurs jours après le bétonnage. Il en résulte que la température de pose est plus élevée que ce qu'on pense généralement et il semble qu'il y aurait lieu d'en tenir compte.

Ces considérations prouvent que le chiffre préconisé par M. Mesnager est très acceptable et paraît conforme à la réalité.

La dernière partie de l'article ci-dessus relative à la réduction de la variation de température à admettre dans le cas où le béton est protégé par une couche de remblai, se justifie d'elle-même. Le degré de réduction est à examiner dans chaque cas particulier.

ART. 5. — On admettra que le retrait du béton pendant le durcissement produit les mêmes effets qu'une chute de température de 20° C. Toutefois, cette chute de température pourra être réduite à 10° C. si l'on convient de bétonner par segments et de ne fermer les joints que deux semaines après l'achèvement du dernier segment.

*Note explicative.* — La seule façon de tenir compte du retrait du béton pendant le durcissement paraît être de l'assimiler, au point de vue de ses effets sur les tensions élastiques, à une chute de température. En fait, le phénomène est pourtant plus complexe à cause des tensions de pose — compression dans le métal et extension dans le béton — qui en résultent.

L'intensité de la chute de température fictive à considérer et dont l'effet s'ajoute à l'abaissement de température spécifié à l'article 4, a dû être étudié de très près à cause de son énorme influence sur les tensions

dans les ponts en arc très surbaissés et constructions similaires. Dans de pareils cas, il arrive fréquemment que les tensions élastiques dues aux charges roulantes et au poids mort ne sont qu'une fraction de celles dues à la chute de température combinée au retrait. En fixant des conditions trop sévères, on risquerait de rendre impossible certains ouvrages donnant cependant satisfaction en service depuis plusieurs années; par contre, en fixant les prix trop bas on s'exposerait à des mécomptes sérieux.

La Commission a décidé, en conséquence, de soumettre la question à une nouvelle étude expérimentale, étude qui n'a jamais été faite sur les matériaux belges. Elle en a chargé son secrétaire-rapporteur qui a fait une série de mesures au Laboratoire de Résistance des Matériaux de l'Université de Gand. Les résultats détaillés sont exposés dans un mémoire publié dans le 3<sup>e</sup> fascicule de 1921, des Annales des Ingénieurs sortis des Ecoles spéciales de Gand. Voici les conclusions générales qui s'en dégagent :

Pour du béton renfermant 350 kilogrammes de ciment et conservé à l'air, le retrait est d'environ 0,42 millimètres par mètre au bout de six mois et n'augmente plus que très lentement après ce temps. Ce retrait est quasi le même pour les trois ciments soumis à l'expérience et provenant de trois régions différentes du pays. La chute de température qui lui est équivalente est d'environ 35° C.

Ce chiffre n'est pourtant pas celui qu'il y a lieu de considérer dans les calculs, car il est relatif au béton *non armé*. Pour du béton *armé*, il est plus petit et cela d'autant plus qu'il y a plus d'armatures. Ces dernières empêchent partiellement le retrait par suite de leur adhérence au béton : dans un prisme à armatures symétriques, le béton est, au bout de quelque temps, soumis à l'extension, les armatures à la compression.

L'intensité de ces tensions internes dépend de la masse absolue des pièces étudiées; ainsi la Commission française du Béton armé a relevé une compression de 4 kgr. 6 par mm<sup>2</sup> dans les armatures d'un prisme de 200×10×10 cm. et de 8 kilogrammes par mm<sup>2</sup> dans un prisme de 400×40×20 cm. Cela s'explique par le fait que la production de ces tensions a l'adhérence pour cause.

Le chiffre de 35° doit être réduit pour les pièces armées; l'étude d'expériences faites sur des pièces ayant des dimensions à peu près semblables à celles de la pratique a conduit la Commission à considérer que le chiffre le plus raisonnable pour le béton armé moyen est de 25°. Malgré cela, le présent article ne spécifie que 20° comme chute de température équivalente au retrait; c'est afin de ne pas prescrire des règles s'écartant trop de la pratique courante qui souvent ignore totalement le retrait. Une certaine hardiesse est d'ailleurs permise à cause du fait qu'on ne tient jamais compte des tensions de pose dont question plus haut; or, celles-ci réduisent dans une certaine mesure les tensions calculées comme compression dans le béton et extension dans les armatures.

La dernière partie de l'article 5 relative à la réduction des 20° à 10° dans le cas où l'on bétonne par segments, se justifie par cette considération qu'au bout de 2 à 3 semaines les bétons ont déjà pris les 50 p. c. environ de leur retrait total et que, par conséquent, avant de fermer

les joints, la partie principale de l'ouvrage — les segments — a déjà pris environ la moitié de son retrait; il ne reste que l'autre moitié capable de produire des tensions élastiques.

La stipulation du présent article est analogue à celle des prescriptions suisses sur le béton armé et paraît être en progrès sur celle des Instructions françaises qui se bornent à spécifier qu'on tiendra compte du retrait, sans dire dans quelle mesure, ni par quel procédé.

### B. — Tensions de sécurité.

ART. 6. — Les calculs seront faits en tenant compte de la résistance offerte par le béton au moment de la mise en service. Les tensions de compression du béton ne pourront pas dépasser les 0,28 de la résistance à ce moment.

Pour des bétons ayant les compositions ci-après spécifiées, on pourra adopter les tensions de sécurité suivantes, sans qu'il soit nécessaire de prouver, par des essais, qu'on ne dépasse pas le pourcentage ci-dessus, à condition cependant que la plus grande dimension des graviers ou plaquettes ne dépasse pas 3 centimètres et que le ciment mis en œuvre soit du Portland artificiel à prise lente :

a) Pour du béton renfermant au mètre cube damé 800 litres de gravier et 400 litres de sable du Rhin :

45 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 300 kilogrammes de ciment.

50 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 350 kilogrammes de ciment.

55 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 400 kilogrammes de ciment.

b) Pour du béton renfermant au mètre cube damé 900 litres de plaquettes et 450 litres de poussier de porphyre :

50 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 300 kilogrammes de ciment.

55 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 350 kilogrammes de ciment.

60 kilogrammes par centimètre carré s'il renferme 400 kilogrammes de ciment.

Les résistances à l'écrasement seront mesurées sur des cubes de 20 centimètres de côté, conservés dans une atmosphère humide.

Le devis de chaque projet indiquera la limite de tension admise, que celle-ci soit ou non empruntée au tableau ci-dessus, en

même temps que la qualité et le dosage des matières entrant dans la composition du béton.

Dans les cas visés par l'article 10, les tensions-limites ci-dessus seront abaissées conformément à ce qu'exige cet article 10.

*Note explicative.* — Le premier alinéa de cet article énonce une loi générale limitant la tension à la compression à admettre pour les bétons. Cette tension limite est déterminée comme une fraction de la résistance à l'écrasement, ce qui est parfaitement logique. Il y a cependant des difficultés d'ordre pratique qui rendent l'application de cette stipulation gênante dans bien des cas et, notamment, pour les ouvrages d'importance relativement faible : on ne peut pas espérer que dans de tels travaux on fasse chaque fois des essais directs pour déterminer la résistance du béton, ni surtout que l'on attende plusieurs semaines pour en connaître le résultat.

C'est cette considération qui a décidé la Commission à stipuler à l'alinéa suivant que pour la série des six bétons énumérés — les plus courants dans notre pays — on pourra se dispenser de faire des essais de résistance, à condition de ne pas dépasser les tensions indiquées. Cette stipulation a été possible grâce au fait que dans notre pays, d'étendue assez limitée, on met quasi toujours les mêmes matériaux en œuvre. Il est entendu que les fatigues indiquées dans cette seconde partie de l'article 5 ne sont permises que si les prescriptions relatives à l'exécution des travaux sont strictement appliquées.

La prescription générale du premier alinéa du présent article contient une innovation par rapport à l'article correspondant des Instructions françaises. Ces dernières basent la tension de sécurité sur la résistance à 90 jours, alors qu'ici elle est basée sur la résistance au moment de la mise en service.

Cette innovation se justifie par le fait que dans un grand nombre de cas la construction est mise en service à 28 jours ou, en tous cas, longtemps avant les 90 jours et que, dans de tels cas, admettre une tension égale à 0,28 de la résistance à 90 jours paraît dangereux, car cela revient à admettre environ les 0,42 de la résistance au moment de la mise en service, c'est-à-dire une sécurité à peine supérieure à 2.

La justification des 0,28 mêmes se trouve dans la pratique des vingt dernières années, pratique qui a montré qu'ils ne donnent pas lieu à des mécomptes.

Les chiffres absolus spécifiés comme tensions limites sont ceux de la Commission française pour ce qui concerne le béton au gravier et sable du Rhin.

Ceux relatifs au béton fait à l'aide de plaquettes et de poussier de porphyre sont plus élevés de 5 kilogrammes par centimètre carré à dosage égal; leur résistance à l'écrasement est, en effet, supérieure d'environ 10 p. c. à celle obtenue avec le gravier et le sable, fait qui tient, d'après M. Camerman, à la nature pouzzolanique de ces matières.

La fin de l'article 6 stipule que l'essai de résistance devra se faire sur des cubes de 20 centimètres de côté. L'indication de la dimension du cube est nécessaire à cause de son influence sur les résistances trouvées;

plus le cube est grand, plus la résistance à l'écrasement, mesurée à l'aide des machines d'essai courantes, rapportée à l'unité de surface est petite.

Il en résulte qu'en faisant travailler le béton aux 0,28 de sa résistance, on ne réalise pas nécessairement une sécurité de 1 : 0,28 c'est-à-dire environ 3,6; les colonnes et poutres de la pratique ont, en effet, généralement des dimensions transversales supérieures à celles du cube d'essai; d'ailleurs la résistance mesurée sur un cube d'essai est supérieure à la résistance réelle à l'écrasement du béton à cause du fait que les plateaux de la machine d'essai empêchent les dilatations transversales de se produire et font ainsi plus ou moins office de frettes. Tout compte fait, il est probable que la sécurité réelle au point de vue compression du béton est plus voisine de 2,5 que de 3,6 et il n'est pas inutile de signaler ce fait aux praticiens.

ART. 7. — Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques seront disposées de façon à s'opposer dans une certaine mesure à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de tension prévue à l'article précédent pourra être multipliée par le facteur

$$1 + m' \frac{V'}{V}$$

V' et V désignant respectivement les volumes des frettes et du noyau fretté pour une même longueur de prisme et m' désignant un nombre abstrait, dépendant de la forme et de l'espacement  $\epsilon$  des frettes, d'après la loi

$$m = 18 - 10\epsilon + (22 - 52\epsilon) \phi,$$

où  $\epsilon$  est le rapport entre le pas du frettage et la plus petite dimension transversale du noyau fretté et  $\phi$ , un facteur auquel on donnera les valeurs suivantes :

0	pour les frettes rectilignes, quel que soit $\epsilon$ ;
0	id. non rectilignes, quand $\epsilon > 0,4$ ;
0,5	id. circulaires, quand $\epsilon < 0,4$ ;
1,0	id. hélicoïdales, quand $\epsilon < 0,4$ .

Dans aucun cas, on n'admettra une tension de sécurité dépassant de plus de 50 % celle spécifiée à l'article 6.

*Note explicative.* — Cet article est beaucoup plus précis que celui des Instructions françaises; il est aussi moins hardi, en ce sens que tout en acceptant quasi les mêmes lois d'augmentation de résistance due aux frettes, il impose une limite beaucoup plus basse pour ces résistances.

Les Instructions françaises prescrivent, en effet, que, quel que soit le pourcentage d'armatures transversales, la tension de sécurité du béton

fretté ne pourra jamais dépasser les 0.60 de la résistance à l'écrasement du béton non fretté, c'est-à-dire  $0.60 : 0.28 = 2.14$  fois la tension limite tolérée par l'article précédent. En d'autres termes, si pour un frettage très

élevé le facteur  $1 + m' \frac{V'}{V}$  dépassait 2.14 on lui donnera néanmoins

la valeur 2.14 et jamais une valeur supérieure. Autrement dit encore, pour du béton pouvant travailler, non fretté, à 60 kilogrammes par centimètre carré on ne dépassera jamais, quel que soit le degré de frettage,  $60 \times 2.14 = 128.4$  kilogrammes par centimètre carré.

La Commission a estimé que ce maximum toléré est beaucoup trop élevé, étant donné que l'expérience prouve que la croûte extérieure recouvrant les frettes commence à montrer des traces de fissuration sous une tension égale aux 0.62 de la résistance à l'écrasement du béton non fretté, c'est-à-dire à 132.6 kilogrammes par centimètre carré pour le béton cité plus haut. On objectera peut-être que cette fissuration ne constitue pas un danger, étant donné que le calcul ne tient compte que du *noyau* fretté; il n'en est pas moins vrai quelle est désagréable à la vue et en tous cas préjudiciable à la bonne conservation des armatures. Atteindre 128.4 kilogrammes par centimètre carré alors que cette fissuration commence à 132.6 kilogrammes par centimètre carré paraît donc très peu recommandable. C'est, d'ailleurs, contraire à la pratique courante, même à celle des firmes faisant du béton fretté une spécialité; en fait, elles ne dépassent jamais 100 kilogrammes par centimètre carré pour les bétons les plus riches et les frettages les plus élevés.

Les auteurs américains Taylor et Thompson font d'ailleurs observer que le frettage n'augmente que la résistance à l'écrasement et non la limite élastique, c'est-à-dire, la charge sous laquelle commencent les grandes déformations. Or, d'après eux, c'est cette limite élastique qui doit servir de base à la détermination des fatigues à admettre; ils admettent cependant qu'une majoration des fatigues de sécurité se justifie quand le béton est fretté, à cause du plus grand intervalle qui sépare la limite élastique de la charge d'écrasement. Ils préconisent notamment un frettage maximum de 1 p. c., assez élevé pour augmenter suffisamment cet intervalle. Avec un tel frettage, ils admettent une augmentation de 55 p. c. de la tension de sécurité. Comme on le voit, on est loin de l'augmentation de 114 p. c. tolérée par les Instructions françaises.

Enfin une série d'expériences faites par M. O. Withey, à l'Université de Wisconsin (1) avec différentes valeurs de  $1 + m' \frac{V'}{V}$  allant de 0 à 1.64,

conduisent à la conclusion que la sécurité vis-à-vis de la rupture — en appliquant la circulaire française — est dans tous les cas, *sauf un*, supérieure à 3.6 (chiffre que paraît désirer la circulaire française); le cas d'exception est celui de 4 prismes auxquels correspond justement le facteur 1.64 et qui ne donnent qu'une sécurité de 3.3. Ces expériences ne permettent pas de conclure d'une façon précise à la sécurité obtenue pour des frettages donnant des coefficients supérieurs à 1.64 (et allant

(1) « University of Wisconsin Bulletin », n° 466: « Engineering Series », Vol. 7, n° 1.

jusqu'à 2.14) mais renferment cependant un indice tendant à prouver que la sécurité pourrait être insuffisante dans ces cas.

Il semble résulter clairement de la discussion qui précède qu'une majoration de 114 p. c. sur les tensions de sécurité est dangereuse; aucun règlement autre que les Instructions françaises ne va jusque là; les plus hardis sont les règlements suisse et hollandais qui permettent des majorations maxima de 60 p. c. environ.

La Commission a donc estimé ne pas pouvoir tolérer des majorations supérieures à 50 %, ce qui, pour le béton pouvant travailler, non fretté, à 60 kgr. par cm<sup>2</sup>, donne une tension limite de 90 kgr. par cm<sup>2</sup>, très voisine de l'extrême limite admise par la pratique la plus hardie.

La formule indiquée pour la variation du coefficient  $m'$  traduit, par une loi linéaire, la loi esquissée par deux ou trois points dans la circulaire française, loi basée sur de nombreuses expériences. Cette formule revient à prescrire une loi unique pour les frettes à spires très peu serrées ( $\epsilon$  comprise entre 0.4 et 1.0) quelle que soit leur forme; par contre, pour les frettages à faible pas, elle prescrit trois lois différentes d'après les trois formes principales données aux frettes.

Les discussions qui ont eu lieu au sein de la Commission prouvent qu'il n'est pas inutile de définir nettement ce que signifie le mot « tension » employé dans le dernier alinéa de l'article 7.

Qu'une pièce prismatique soit en béton fretté ou non, la tension du béton sous une charge axiale  $N$  est par définition :

$$\sigma_s = \frac{N}{\Omega_0 + m \Omega_a}$$

Dans le cas où le béton n'est pas fretté, on devra avoir dans tous les cas

$$\sigma'_s \leq R'_s$$

Dans le cas où le béton est fretté, on devra avoir :

$$\sigma'_s \leq \left(1 + m' \frac{V'}{V}\right) R'_s$$

sans que  $\sigma'_s$  puisse dépasser  $1.5 R'_s$ .

ART. 8. — La tension de sécurité du béton au cisaillement ou au glissement sur lui-même, calculée en faisant abstraction des étriers et des barres inclinées, ne pourra en aucun cas dépasser la tension de sécurité à la compression  $R'_s$ , admise par l'article 6.

Sous cette réserve générale, trois cas peuvent se présenter :

a) La tension de cisaillement ne dépasse pas le dixième de  $R'_s$ ; dans ce cas le béton seul suffit pour y résister et il n'est pas indispensable de prévoir des armatures transversales dans ce but;

b) La tension de cisaillement dépasse le dixième de  $R'_s$  sans en dépasser le cinquième; dans ce cas on devra prévoir des barres inclinées ou des étriers (ou les deux) et les calculer comme s'ils résistaient seuls, en vertu de leur résistance à la traction, aux

efforts de glissement; on y tolérera une tension égale à celle spécifiée à l'article 9 pour le métal étendu;

c) La tension de cisaillement dépasse le cinquième de  $R'_b$ ; dans ce cas on devra prévoir des barres inclinées et les calculer comme au paragraphe précédent, mais, en outre, les disposer de façon que leur écartement suivant l'axe de la poutre ne dépasse pas sept fois leur diamètre ni le quart de la hauteur effective de la poutre.

La limite de tension à l'adhérence du béton sur le métal sera prévue égale au dixième de celle spécifiée par l'article 6 pour le béton comprimé, si les barres ne sont pas terminées par des crochets et au cinquième de cette valeur dans le cas contraire; on ne fera intervenir dans le calcul de la résistance adhérence que les parties du périmètre des barres en contact avec une couche de béton d'une épaisseur au moins égale au diamètre des armatures considérées.

Dans les cas visés par l'article 10, les tensions limites ci-dessus spécifiées seront abaissées conformément à ce qu'exige cet article 10.

*Note explicative.* — Cet article est radicalement différent de l'article correspondant des Instructions françaises. Il est justifié par les considérations suivantes.

Une poutre en béton armé, non munie d'étriers, ni de barres inclinées, pérît — si elle pérît par l'action des efforts tranchants — par fissuration du béton suivant des plans à  $45^\circ$  sur l'axe de la poutre. Ce fait est dû à ce qu'en un point de la fibre neutre la tension  $\sigma''$  de cisaillement sur les facettes transversales ou longitudinales, la tension d'extension  $\sigma$  sur une des facettes à  $45^\circ$  et la tension de compression  $\sigma'$  sur l'autre ont à chaque instant la même intensité; la rupture doit donc se produire suivant celle de ces trois tensions à laquelle correspond la plus petite résistance du béton, donc suivant  $\sigma$  (extension).

Dans une poutre non munie d'étriers ni de barres inclinées, il importe donc de limiter la tension  $\sigma$  à la valeur limite  $R'_b$  (ou  $\rho'_b$ ); on aura à peu près la même sécurité que pour le béton comprimé en prenant pour  $R'_b$  (ou  $\rho'_b$ ) le dixième de la valeur admise par l'article 6 pour le béton comprimé.

C'est ce qui explique le paragraphe « a » de l'article 8.

Si la tension d'extension  $\sigma$  dont question ci-dessus dépasse le dixième de  $R'_b$  (ou de  $\rho'_b$ ) la sécurité devient insuffisante et il importe de donner à la poutre une résistance aux efforts tranchants puisée à une autre source. C'est le rôle des étriers ou des barres inclinées ou de l'action combinée de ces deux éléments.

La présence d'étriers dans la poutre ne retarde pas sensiblement le moment où se produit la première fissure à  $45^\circ$ ; en fait, avant la production de cette fissure, l'étrier ne travaille pas sensiblement. Mais alors

qu'en l'absence d'étriers la production d'une fissure serait un désastre, quand il y a des étriers la poutre continue à fonctionner après fissuration: elle prend simplement un autre état d'équilibre interne, l'ensemble fonctionnant à partir de ce moment à peu près comme une poutre Howe dont les membrures seraient le béton comprimé d'une part et le métal principal d'extension d'autre part, dont les montants étendus seraient les étriers et dont les diagonales comprimées seraient les faisceaux de béton qui, quoique fissurés dans le sens de leur longueur, n'en sont pas moins capables de résister à la compression.

Ce qui précède semblerait indiquer que dans le cas d'emploi d'étriers — calculés convenablement — il n'y a pas lieu d'imposer à la valeur de la tension  $\sigma$  une limite quelconque, puisque, dès que la résistance aux  $\sigma$  est vaincue, les étriers entrent en jeu. Ce serait vrai si la résistance était la seule propriété à étudier soigneusement. Cela n'est pas; il importe de s'occuper tout autant de la durabilité des ouvrages. Or, à ce point de vue, la fissuration du béton est nuisible comme créant des voies d'accès à l'humidité et en général aux agents destructeurs pouvant attaquer les armatures. Il importe donc de l'éviter et tel est le but du paragraphe « b » de l'article 8 qui exige que, même en cas d'emploi d'étriers,  $\sigma$  soit inférieur au cinquième de  $R'$  (ou  $\rho'$ ), soit inférieure au 0,056 de la résistance du béton à la compression ou aux deux tiers environ de sa résistance à la traction. Cette stipulation rend donc la production de fissures improbable, aussi a-t-elle pour effet qu'en général les étriers ne travaillent quasi pas. On espère même qu'ils ne doivent jamais entrer en jeu; il faut néanmoins les prévoir, car se baser sur la résistance d'un béton qui travaille par traction aux deux tiers de sa résistance, laisse une marge de sécurité insuffisante; il importe de munir la poutre d'une autre source de résistance aux efforts tranchants, c'est-à-dire d'étriers.

Pour expliquer le paragraphe « b » de l'article 8 il vient d'être question de poutres avec étriers.

On peut répéter le même raisonnement dans le cas de poutres à barres inclinées, avec cependant cette différence, que ces dernières sont étendues dès le début de la mise en charge et retardent en conséquence la production des premières fissures. Cependant, si les barres inclinées sont peu nombreuses, comme dans la pratique courante, des masses importantes de béton sont soustraites à leur action et la fissuration de ces masses n'est pas beaucoup retardée par la présence des barres inclinées. Il est donc logique de traiter ces barres comme des étriers, toutes les fois qu'elles sont assez peu nombreuses. C'est ce que fait le paragraphe « b » de l'article 8.

Mais, par contre, si les barres inclinées forment un faisceau serré, aussi serré que l'ensemble des armatures principales de la poutre, tout le béton sera intéressé à leur action et l'on sait que dans ce cas, avant de se fissurer, le béton entre dans une période de plasticité qui lui permet de subir de grands allongements sans se rompre. L'expérience prouve que ce n'est qu'une fois que la tension des armatures atteint environ 1300 kg./cm<sup>2</sup> que l'allongement est tel que le béton plastique se fissure. C'est cette considération qui justifie le paragraphe « c » de l'article 8. Dans ce cas d'emploi de barres inclinées en faisceaux serrés,



ce n'est pas la tension d'extension  $\sigma$  du béton qu'il importe de limiter, mais la tension de compression  $\sigma'$  à angle droit sur la première. Une poutre à barres inclinées fonctionne, en effet, sensiblement comme une poutre en treillis Warren dont les éléments comprimés de l'âme sont constitués par des faisceaux de béton comprimé. Il importe de veiller à ce que cette tension de compression  $\sigma'$  ne dépasse pas le  $R'_n$  (ou  $\sigma'$ ) admis par l'article 6. C'est ce qui justifie le premier alinéa de l'article 8.

Comme on le voit, l'ancienne conception des étriers soumis au cisaillement est complètement exclue et, en conséquence, il sera inutile, à l'article 9, de prescrire une limite de fatigue au cisaillement pour le métal.

Il en résulte aussi — et il n'est pas inutile d'attirer l'attention sur ce fait — que les étriers et les barres inclinées doivent, pour être efficaces, être ancrés convenablement de façon à pouvoir développer leur résistance à la traction. Le dernier alinéa de l'article 8 se rapporte donc aussi bien à ces éléments qu'aux armatures principales.

Ce dernier alinéa de l'article 8 accepte la même tension limite à l'adhérence que les Instructions françaises. Il ajoute cependant que dans le cas où les armatures sont trop rapprochées, de façon à ne pas laisser entre elles un espace d'au moins un diamètre, on ne pourra pas prendre en considération tout le périmètre des barres pour le calcul de leur résistance par adhérence. Cette prescription est nécessaire, à moins qu'on ne prescrive que dans tous les cas les armatures devront être séparées d'une distance égale, au moins, à un diamètre. La Commission n'a pas cru devoir s'engager dans cette voie, à cause du fait que, tout d'abord, ce serait parfois fort gênant et conduirait à admettre des largeurs de poutres plus grandes que celles de la pratique courante. Cette prescription rendrait d'ailleurs impossible la formation de joints à recouvrement dans certaines barres, à moins que de porter l'entredistance des barres à trois diamètres.

La Commission estime d'ailleurs qu'il ne résulte pas d'inconvénient sérieux du fait que des barres sont très rapprochées, du moment que la tension d'adhérence calculée en ne considérant que les parties du périmètre des barres en contact avec une couche de béton ayant une épaisseur au moins égale à un diamètre ne dépassent pas les limites prévues.

Il est à remarquer que la Commission n'a pas cru devoir imposer l'emploi de crochets aux extrémités des barres; ce n'est pas parce qu'elle ne les considère pas comme utiles, mais parce qu'il pourrait se présenter des cas où l'emploi est impossible par manque de place. Il ne peut en résulter aucun danger du moment qu'on limite soigneusement les tensions d'adhérence en considérant des longueurs de barres suffisantes.

La tension d'adhérence admise dans le cas où des barres sont munies de crochets est double de celle admise dans le cas contraire, ce qui est une innovation par rapport aux Instructions françaises. Elle se justifie par cette considération que, si en un endroit un glissement devait se produire, il serait d'étendue très limitée et la poutre continuerait à fonctionner dans cette étendue comme poutre à sous-tendeur.

ART. 9. — La tension d'extension et de compression des armatures pourra atteindre 1,200 kilogr. par centimètre carré.

Toutefois, pour les constructions non exposées aux intempéries, ni à l'action de vapeurs ou de liquides pouvant attaquer les armatures, il sera permis de dépasser ce chiffre, à condition de prouver par des expériences que les limites adoptées ne dépassent ni la moitié de la limite apparente d'élasticité, ni la limite proportionnelle d'élasticité (1), et que l'allongement du métal, mesuré sur longueur égale à  $11,3 \sqrt{\Omega}$ , soit d'au moins 20 %.

Dans les cas visés par l'article 10, les tensions limites ci-dessus spécifiées seront abaissées conformément à ce qu'exige cet article 10.

*Note explicative.* — Cet article est rédigé dans le même esprit que l'art. 6 et pour les mêmes raisons. Avec l'acier courant du commerce (art. 18) on a une sécurité toujours suffisante en travaillant à 12 kgr. par mm<sup>2</sup>. On ne peut cependant pas exclure des tensions plus élevées pour des aciers meilleurs. Mais dans le cas où on désire tolérer ces tensions élevées, il y a lieu de prescrire des conditions sévères afin de s'entourer du maximum de garanties. C'est pour cette raison que la Commission n'a pas hésité à baser la tension permise à la fois sur la limite d'élasticité apparente et sur la limite d'élasticité proportionnelle, malgré que cette dernière soit de détermination assez délicate, en ce sens qu'elle demande un outillage de précision. La considération de la limite d'élasticité proportionnelle paraît indispensable parce que c'est elle qui détermine le commencement de la diminution du coefficient d'élasticité de l'acier; or, cette diminution entraîne un changement dans la distribution des tensions élastiques dans une pièce en béton armé. Elle est toujours inférieure à la limite d'élasticité apparente et il importe de vérifier si elle n'est pas inférieure à sa moitié, car dans ce cas, il paraît dangereux d'adopter cette moitié comme limite de tension.

Il est cependant à remarquer que la fissuration du béton entourant les armatures commençant quand la tension de l'acier atteint 1300 kgr./cm<sup>2</sup> environ, il serait dangereux au point de vue durabilité des

(1) Voici les définitions des différentes limites d'élasticité telles que les propose l'Association internationale pour l'essai des matériaux :

a) On désigne par *limite d'élasticité (absolue)* la tension jusqu'à laquelle la déformation permanente est pratiquement nulle, c'est-à-dire inférieure à un micron sur une longueur de 100 millimètres.

b) On désigne par *limite d'élasticité proportionnelle* la tension jusqu'à laquelle les allongements restent égaux pour la même augmentation de tension d'environ 100 kilogrammes par centimètre carré; pour cet intervalle l'augmentation d'allongement sera réputée la même que les précédentes, si elle ne diffère pas de la moyenne de celles-ci de plus d'un demi-micron sur une longueur de 100 millimètres.

c) On désigne par *limite d'élasticité apparente* la tension qui correspond à un allongement permanent variant de deux à cinq dixièmes de mm. sur 100 millimètres (constatable à l'aide d'un compas ou d'un pied à coulisse).

constructions de dépasser une tension de 1200 kgr./cm<sup>2</sup> en employant des aciers à limite élastique plus élevée, à moins que l'ouvrage ne soit complètement à l'abri d'agents destructeurs pouvant attaquer les armatures.

ART. 10. — Pour des pièces soumises à des efforts fréquemment répétés, les limites de tension spécifiées aux articles 6, 7, 8 et 9 seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes ou plus fréquentes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 %.

Les limites de tension seront également abaissées dans la même mesure pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs n'ont pas tenu compte; rentrent notamment dans ce cas les actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées, ou les chocs.

*Note explicative.* — Cet article est analogue à celui des Instructions françaises. Des expériences sur la fatigue du béton faites par le secrétaire-rapporteur de la Commission, semblent donner une justification de la réduction maxima de 25 p. c. prescrite. Il en résulte, en effet, que des ruptures par fatigue, sur pièces fléchies non armées, se produisent au bout d'un nombre de répétitions de mise en charge ne dépassant pas 100,000 lorsque la charge est supérieure ou égale aux 0,80 de la charge de rupture; pour des charges plus petites, le nombre de répétitions produisant la rupture croît très rapidement, de façon à dépasser 1,000,000 pour les charges inférieures aux 0,75 de la charge de rupture.

Il semble donc que le phénomène de fatigue réduise la résistance d'environ 25 p. c. au maximum; il est, dès lors, logique d'adopter la même réduction maxima des charges de sécurité.

## II. — Calculs de résistance.

ART. 11. — Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des forces extérieures les plus défavorables, y compris les actions simultanées du vent et de la neige que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait du béton, ceci toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages que l'expérience permet de regarder approximativement comme librement dilatables.

Toutefois, dans le cas où la coïncidence de tous les efforts portés simultanément à leur maximum n'est pas pratiquement

concevable, on pourra adopter des dimensions telles que les deux conditions suivantes soient remplies :

a). Que les tensions élastiques ne dépassent pas celles tolérées par les articles 6 à 10 sous l'action de tous les efforts dont la production simultanée rentre dans le domaine des hypothèses pratiquement possibles;

b) Que les tensions élastiques ne dépassent pas 1,75 fois celles tolérées par les articles 6 à 10 sous l'action de l'ensemble de tous les efforts quels qu'ils soient.

Dans le calcul des moments fléchissants, des efforts tranchants et des efforts longitudinaux dus aux effets thermiques et au retrait, on donnera respectivement les valeurs 0,000011 au coefficient de dilatation thermique linéaire du béton armé et 200 tonnes par centimètre carré au coefficient d'élasticité du béton.

*Note explicative.* — Il est utile d'insister sur le fait que, d'après cet article, il y a lieu de tenir compte de l'action *simultanée* des forces extérieures les plus défavorables (qui ne sont pas nécessairement les plus grandes), des actions climatiques et de l'effet du retrait du béton pendant le durcissement.

Par « ouvrages que l'expérience permet de regarder approximativement comme librement dilatables » la Commission vise à la fois ceux qui sont isostatiques en fait et ceux — comme par exemple les bâtiments de faible étendue en plan — pour lesquels l'expérience journalière a montré que l'effet des variations de température et du retrait du béton est négligable.

Le deuxième alinéa de cet article vise uniquement des cas très exceptionnels, comme, par exemple, pour un chevalement de mine, celui où le câble viendrait à se rompre au moment précis où un vent d'intensité maxima agit sur la construction. Il serait déraisonnable d'imposer que dans de tels cas on doive ajouter les deux effets et faire en sorte que sous leur action simultanée les tensions ne dépassent pas les valeurs usuelles.

Il est cependant essentiel que, même en cas de production des circonstances visées, la construction ne soit pas mise hors d'usage; c'est ce qui justifie la prescription relative au calcul à faire dans ce cas. Le chiffre de 1,75 adopté pour le rapport entre les taux de travail admissibles dans ce cas et les limites usuelles est évidemment tout à fait arbitraire; il a été choisi cependant de manière que, pour le métal, on reste ainsi légèrement en dessous de la limite d'élasticité.

Le dernier alinéa du présent article est indispensable si l'on veut que les prescriptions des articles 4 et 5 aient un sens précis. L'effet d'une variation de température et du retrait dépend, en effet, tout autant du coefficient de dilatation thermique du module de Young que de l'amplitude de la variation de température réelle ou fictive considérée.

La valeur du coefficient de dilatation thermique a été justifiée à propos de l'article 4; celle du coefficient d'élasticité le sera à propos de l'article 13.

ART. 12. — Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales, et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des règles usuelles de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

*Note explicative.* — Cette prescription doit être tout à fait générale, car imposer un mode de calcul déterminé serait placer un obstacle sur la voie des progrès continuels faits en cette matière.

Il n'est pas inutile d'attirer spécialement l'attention sur ce fait que les tensions de sécurité tolérées par les articles 6 à 10 ne sont justifiées que dans les cas où le calcul est fait avec toute la rigueur pratiquement possible à ce jour.

S'agit-il, par exemple, de calculer une poutre triangulée, on aurait tort d'interpréter les présentes instructions dans ce sens que l'on peut faire travailler les divers éléments aux tensions indiquées aux articles 6 à 10 dans le cas où on ne tient compte dans les calculs que des efforts primaires, efforts résultant de l'hypothèse de l'articulation parfaite aux nœuds. Ce n'est pas ce sens que la Commission désire attacher au texte qu'elle a élaboré. Les tensions des articles 6 à 10 ne sont tolérables que si l'on tient compte, dans le calcul, des moments fléchissants dits « secondaires », créés par la rigidité aux nœuds.

S'agit-il, pour donner un deuxième exemple, de calculer les colonnes d'un bâtiment, on aurait tort de les calculer à la compression simple et d'admettre les tensions de sécurité des articles 6 à 10. Les poutres que les colonnes portent sont, en effet, solidaires avec elles et y créent des moments fléchissants. Ce n'est qu'à condition de tenir compte de ces moments « secondaires » que l'on pourra tolérer les tensions des articles 6 à 10.

Ce qui précède ne signifie pas que la Commission désire imposer aux ingénieurs le calcul exact de ces efforts « secondaires », calcul qui, cependant, dans beaucoup de cas, est entré dans le domaine de la pratique courante.

Si, grâce à l'expérience acquise, un praticien croit pouvoir se dispenser de faire ce calcul, rien ne s'y oppose, à condition que son expérience lui dicte d'admettre des tensions de sécurité plus basses que celles des articles 6 à 10, afin de pouvoir prouver, en cas de contestation, qu'en tenant compte des efforts secondaires, il ne dépasse pas les limites tolérées par ces articles.

Certains règlements étrangers prescrivent que dans le calcul des colonnes on prendra comme fatigue de sécurité du béton les 0,8 seulement de celle adoptée pour les dalles et les poutres; par contre, ils admettent le calcul des colonnes à la compression simple. Ils tiennent ainsi indirectement compte des efforts secondaires, en diminuant les tensions de sécurité pour les éléments — tels les colonnes — où ces efforts ont le plus d'importance.

Ce procédé à l'inconvénient d'admettre *a priori* que les efforts secondaires augmentent les tensions d'environ 20 p. c. dans tous les cas; c'est parfois trop et parfois trop peu prudent. Il semble plus recommandable

de considérer chaque cas séparément et de s'en tenir à cette prescription générale, que la tension totale, résultant des efforts primaires et secondaires combinés, ne pourra pas dépasser une certaine limite.

ART. 13. — Pour le calcul des pièces soumises à flexion, on adoptera la valeur  $m = 15$  pour le rapport du coefficient d'élasticité de l'acier à celui du béton.

Pour le calcul des pièces soumises à compression simple, la valeur de  $m$  sera prise égale à 12.

*Note explicative.* — Cet article est totalement différent des prescriptions correspondantes de la circulaire ministérielle française, qui conseille l'adoption d'une valeur de  $m$  variable avec le diamètre des armatures et l'espacement des ligatures transversales.

La Commission a estimé qu'il y a lieu de soumettre le problème à une étude nouvelle, étant donné les grandes divergences et même les contradictions entre les prescriptions des règlements étrangers. Elle en a chargé son secrétaire-rapporteur, qui a fait dans ce but une série d'expériences au laboratoire de résistance des matériaux de l'Université de Gand. Les résultats de ces expériences et les conclusions qui s'en dégagent ont été exposés dans un mémoire intitulé « Etude expérimentale sur le coefficient d'élasticité du béton » et publié dans la *Revue Universelle des Mines* (1<sup>er</sup> janvier 1922).

Le lecteur désireux de connaître les raisons des prescriptions faites ici quant à la valeur de  $m$  est prié de s'en rapporter à ce travail.

ART. 14. — La résistance du béton à l'extension sera prise en compte :

a) Dans la détermination des déformations et dans tous les calculs où celles-ci interviennent;

b) Dans les calculs relatifs à l'effort tranchant.

Par contre, pour déterminer la tension locale dans une section quelconque, tension due à un moment fléchissant ou à un effort longitudinal, cette résistance sera supposée nulle dans la section.

Pour faire les calculs relatifs à l'effort tranchant en tenant compte du béton étendu, il suffira d'introduire dans les formules usuelles, comme valeur du bras de levier du couple des forces élastiques, les 0,75 de la hauteur effective pour les sections rectangulaires et les 0,85 de cette hauteur pour les sections en T.

*Note explicative.* — D'une façon générale les prescriptions de cet article sont déjà entrées dans la pratique courante. Tel n'est cependant pas le cas de la stipulation qui dit que dans les calculs relatifs à l'effort tranchant il y a lieu de tenir compte du béton étendu. Cela n'a jamais été imposé jusqu'à ce jour et c'est pourtant essentiel.

La tension  $\sigma$  sur des facettes à 45°, dont question dans les notes explicatives de l'art. 8, a en effet pour valeur

$$\sigma = \frac{T}{bc}$$

( $T$  = effort tranchant,  $b$  = largeur de la nervure,  $c$  = bras de levier du couple des forces élastiques). Cette formule est applicable quelle que soit l'hypothèse qu'on fasse sur le rôle du béton étendu. Comme, en fait, le béton étendu travaille (sauf peut-être en un nombre très réduit de points où une fissure peut exister localement) et que, d'autre part, tenir compte du béton étendu conduit à des valeurs de  $\sigma$  plus grandes (puisque des valeurs de  $c$  plus petites) que ne pas en tenir compte, la stipulation faite ici s'impose impérieusement.

Le calcul exact auquel cela conduit est long, car on ne possède pas en général de tableaux ni d'abaques donnant la valeur de  $c$  dans le cas où l'on tient compte du béton étendu. Heureusement que  $c$  prend, en pratique, une valeur quasi constante pour un type de poutre donné, quel que soit le pourcentage d'armatures. C'est ce qui a rendu possible la stipulation du dernier alinéa de l'article 14.

Afin de donner une idée de l'approximation à laquelle conduit le calcul approché préconisé, il suffit de mentionner que la valeur de  $c$  pour une poutre rectangulaire ne varie que de 0,738 à 0,758  $h$  quand le pourcentage d'armatures varie de 0,3 à 3,0 %. De même pour des nervures en T la valeur de  $c$  ne varie qu'entre 0,78 et 0,86  $h$  même en considérant des proportions rarement atteintes en pratique.

Au paragraphe « a » les mots « et dans les calculs où celles-ci interviennent » signifient que l'on devra, par exemple, tenir compte du béton étendu dans les calculs destinés à lever l'indétermination statique d'une construction hyperstatique. Les efforts hyperstatiques dépendent, en effet, des conditions imposées par les liaisons aux déformations.

Il en résulte que la valeur du moment d'inertie à introduire dans un calcul de déformations doit se calculer en tenant compte de tout le béton (tant étendu que comprimé) et que les quantités  $M$ ,  $N$  et  $T$  résultant d'un tel calcul sont appliquées au centre de gravité de la section ainsi définie.

S'il est vrai qu'il y a lieu de tenir compte du béton étendu dans le calcul des déformations, parce que cela correspond à la réalité, il serait dangereux de le faire dans le calcul des tensions dues à  $M$  et  $N$  dans une section donnée; il se pourrait, en effet, que par suite du retrait, par exemple, le béton soit précisément fissuré dans cette section.

ART. 15. — On s'assurera, en calculant les pièces comprimées, qu'elles ne sont pas exposées à flamber.

*Note explicative.* — La nécessité d'appliquer les formules du flambage se présente beaucoup moins souvent en béton armé que dans le calcul des constructions métalliques. C'est cette considération, jointe au fait, qu'aucune théorie du flambage des pièces en béton armé n'est encore universellement admise, qui a décidé la Commission à ne pas imposer de règle plus précise.

### III. — Exécution des travaux.

ART. 16 (1). — Le ciment mis en œuvre sera de qualité au moins égale à celle exigée par le « Cahier général des charges, clauses et conditions imposées aux entreprises de travaux par le Gouvernement ».

*Note explicative.* — Cette prescription ne peut être considérée que comme provisoire.

Les prescriptions de nos grandes administrations quant à la qualité du ciment sont anciennes et ne répondent plus aux possibilités actuelles. Les produits que livre notre industrie nationale du ciment sont souvent beaucoup supérieurs à ce qu'exigent les cahiers des charges de l'Etat, surtout au point de vue finesse de mouture et résistance. Il y aurait donc lieu de réviser les stipulations existantes.

La Commission n'a pas cru pouvoir entreprendre ce travail, d'abord parce qu'il n'entre pas strictement dans son programme, et ensuite parce qu'il est indispensable que les représentants de l'industrie du ciment puissent y coopérer.

Le présent article a donc été rédigé provisoirement en attendant que des prescriptions précises et conformes à l'état actuel de la fabrication du ciment aient pu être établies d'accord avec tous les intéressés.

ART. 17. — Les sables, poussières, plaquettes, graviers, pier-railles et matières additionnelles diverses entrant dans la composition des bétons devront être exempts de substances pouvant provoquer à la longue une diminution de résistance du béton ou des armatures.

*Note explicative.* — Cet article se justifie de lui-même. Par « matières additionnelles diverses » la Commission vise celles que l'on ajoute parfois au béton pour augmenter son imperméabilité, pour changer sa couleur, etc.

ART. 18. — Les armatures seront en acier doux ayant une résistance à la rupture comprise entre 37 et 44 kilogrammes par millimètre carré et un allongement d'au moins 20 % (mesuré sur une longueur égale à  $11,3\sqrt{\Omega_a}$ ,  $\Omega_a$  étant la section).

Toutefois, il sera permis de mettre en œuvre des armatures, soit en acier ne répondant pas aux stipulations précédentes, soit en

(1) Le présent article n'est que provisoire et n'a été accepté par la Commission qu'en attendant que les cahiers des charges actuels des administrations publiques aient été codifiés de telle manière que l'A. B. S. puisse s'y rallier. Il sera cependant utile dans le cas le plus courant de ciment Portland artificiel à prise lente, car pour cette espèce de ciment le cahier des charges cité donne des règles précises.

fer, à condition de prouver par des expériences que l'allongement et les fatigues admises sont conformes à ce qui est toléré par le deuxième paragraphe de l'article 9.

*Note explicative.* — Le premier alinéa de cet article revient à dire que l'on pourra mettre en œuvre l'acier doux du commerce courant.

La spécification de la qualité basée sur la charge de rupture et l'allongement est irrationnelle. C'est plutôt la limite élastique qui a de l'importance en béton armé. Néanmoins la Commission a cru devoir accepter le texte ci-dessus parce qu'il est en accord avec l'usage courant dans le commerce d'acier de construction.

Le second alinéa permet l'usage d'autres aciers et même de fer, dans des conditions bien déterminées.

ART. 19. — Sauf stipulation contraire, l'assemblage des barres par soudure sera strictement interdit.

Toutefois, la soudure sera admise pour fixer l'une à l'autre des barres qui se croisent, dans le but d'empêcher qu'elles ne se déplacent pendant le bétonnage.

*Note explicative.* — La Commission a cru devoir interdire la soudure parce que les résultats qu'on obtient actuellement par ce procédé d'assemblage sont à la fois trop irréguliers et trop incertains.

ART. 20. — Les coffrages seront tels que les tensions qui s'y produisent par l'action des charges qu'ils ont à porter, pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et décentrement, ne dépassent pas les tensions de sécurité consacrées par l'expérience pour les matériaux qui les composent. Ils devront présenter en outre une étanchéité suffisante.

Les déformations qu'ils pourront subir ne dépasseront pas celles généralement adoptées pour des constructions permanentes faites à l'aide des mêmes matériaux.

*Note explicative.* — Cette stipulation se justifie d'elle-même. Il n'est cependant pas inutile d'appeler l'attention des entrepreneurs sur l'importance de la rigidité des coffrages. Cette importance, qui est évidente au point de vue de l'aspect de la construction achevée, n'est pas moins grande au point de vue de sa résistance. Si les coffrages ne sont pas assez rigides, des parties de béton déjà en place et ayant commencé à faire prise, peuvent être dérangées par l'addition de nouvelles charges de béton sur les coffrages; dans ces conditions le béton perd une grande partie de sa résistance.

ART. 21. — Le travail du béton (confection, mise en place et damage) devra dans tous les cas être terminé avant qu'il y ait eu commencement de prise, ceci quelles que soient la qualité du ci-

ment employé et la plus ou moins grande quantité d'eau incorporée dans le béton.

Le gâchage du béton sera continué jusqu'au moment où sa consistance ne paraît plus guère varier par un travail plus prolongé.

*Note explicative.* — L'observation stricte de cette prescription est de la plus haute importance, la résistance du béton diminuant très notablement quand on continue à déranger la masse après que la prise a commencé.

La Commission n'a pas voulu indiquer le temps maximum que peut durer le travail du béton; ce temps dépend en effet de la nature du ciment mis en œuvre. Il sera plus court pour du ciment ne répondant que strictement à la stipulation de l'article 16, c'est-à-dire faisant prise en 30 à 45 minutes, que pour un ciment ne faisant prise qu'après 2 heures environ (ce qui est le cas du plus grand nombre de ciments actuels). Les matières inertes entrant dans la composition du béton retardent d'ailleurs le commencement de prise par rapport à celui de la pâte normale de ciment pur.

On se rend compte par ce qui précède que les ciments ne faisant prise qu'après environ deux heures sont plus recommandables, les autres qualités étant égales bien entendu, que ceux faisant prise en un temps plus court.

ART. 22. — Dans le cas où le béton est confectionné avec un minimum d'eau de gâchage, celle-ci devra cependant être en quantité suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

Ce béton devra être damé avec le plus grand soin, par couches ne dépassant pas en épaisseur, après damage, la plus grande dimension des morceaux de matière inerte mise en œuvre augmentée de 1 ou de 2 centimètres, sans qu'en aucun cas l'épaisseur des couches doive cependant être inférieure à 5 centimètres.

*Note explicative.* — Un béton est d'autant plus résistant qu'il est fait avec une petite quantité d'eau (jusqu'à une certaine limite, bien entendu). La Commission estime néanmoins qu'il est à conseiller de mettre en œuvre un béton plastique, qui aura peut-être une résistance légèrement inférieure à celle d'un béton plus sec, mais qui assurera un meilleur enrobage des armatures et présentera moins de vides.

ART. 23. — Dans le cas où le béton est confectionné avec une quantité d'eau supérieure à celle visée à l'article 22, on devra le mettre en œuvre de façon à obtenir une matière compacte et à éviter l'emprisonnement d'air dans la masse.

*Note explicative.* — Cet article vise surtout le cas où les armatures forment un réseau tellement serré qu'il y a lieu d'ajouter au béton un peu d'eau, afin de rendre le bétonnage possible. Le plus grand danger à éviter dans ce cas est celui des bulles d'air emprisonnées dans la masse.

ART. 24. — Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfaitamage ou coulage du béton en contact avec les armatures.

Les distances des armatures aux parois des coffrages devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres, sauf pour des armatures d'un diamètre inférieur à 10 millimètres; dans ce dernier cas, une distance de 10 millimètres suffira.

*Note explicative.* — Le premier alinéa de cet article ne spécifie pas, comme le font la plupart des règlements, la distance minima à laisser entre les armatures. La raison en a été donnée déjà à propos de l'article 8 (dernier alinéa). Le présent article spécifie simplement qu'il faut que le bon enrobage se fasse; on pourra toujours satisfaire à cette condition par l'emploi d'un béton assez humide et composé d'éléments assez fins.

Le deuxième alinéa de cet article se justifie par le fait qu'il faut absolument protéger les armatures contre les intempéries, les vapeurs de l'atmosphère, etc. Les couvertures indiquées sont des minima; il est des cas où il sera utile de les augmenter assez considérablement et, notamment, là où le danger d'incendie est particulièrement à craindre.

ART. 25. — L'entredistance des armatures principales dans les dalles ne dépassera pas le double de l'épaisseur effective de la dalle.

Dans le cas où une dalle sera considérée dans les calculs comme fléchie dans une direction seulement, on devra prévoir des armatures de répartition dans l'autre direction; leur entredistance ne dépassera pas le quintuple de l'épaisseur effective de la dalle, et leur volume par mètre carré sera au moins égal au cinquième de celui des barres principales.

*Note explicative.* — Cet article, qui n'est pas en ordre principal basé sur des considérations théoriques mais plutôt sur la bonne pratique courante, n'indique que des maxima à ne pas dépasser. Il est de nombreux cas où il sera même fort désirable de ne pas atteindre les entredistances maxima tolérées. C'est ainsi que dans une dalle de 30 centimètres d'épaisseur effective, on ne devrait jamais espacer les barres de répartition de  $5 \times 0,30 = 1,50$  m.; par contre, dans une dalle de 6 centimètres d'épaisseur effective, une entredistance de  $5 \times 6 = 30$  centimètres est très acceptable en cas d'absence de charges concentrées.

Il appartient au praticien de savoir quelles sont les entredistances les plus convenables; aussi, la prescription du présent article a pour seul

but d'empêcher que dans les cas les plus usuels, on n'adopte une solution radicalement en contradiction avec la bonne pratique courante.

ART. 26. — Quand on mettra en œuvre des armatures pouvant être comprimées, on devra les ancrer transversalement dans tous les sens suivant lesquels le flambage individuel des armatures n'est pas empêché par d'autres moyens; cet enrage se fera par des ligatures ou étriers dont l'entredistance ne dépassera pas trente fois le diamètre des barres ancrées.

*Note explicative.* — Cet article trouve une certaine justification dans la loi de Tetmayer: pour l'entredistance de 30 diamètres, la sécurité vis-à-vis du flambage individuel des armatures, supposées entièrement libres entre deux ligatures, est d'environ 2, tout comme la sécurité générale des armatures étendues et comprimées.

ART. 27. — Lorsqu'on emploiera pour les armatures des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que leur enrobage se fasse parfaitement sur tout leur périmètre et, notamment, dans les angles rentrants.

*Note explicative.* — Cet article se justifie de lui-même.

ART. 28. — Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, chose qu'on évitera d'ailleurs autant que possible, on devra faire en sorte que la surface destinée à assurer la reprise soit rugueuse et ne présente aucune poussière ni aspérité détachable. On lavera cette surface à grande eau avant de recommencer le bétonnage.

*Note explicative.* — Les précautions prescrites pour la reprise du bétonnage sont essentielles. Il peut, en outre, être avantageux de couvrir la surface destinée à assurer la reprise d'une couche assez mince d'une épaisse pâte de ciment pur. L'emploi d'un lait de ciment très liquide est à déconseiller, car ce dernier répand simplement à la surface une fine poussière de ciment, plus nuisible qu'utile.

ART. 29. — En temps de gelée, le travail sera interrompu, à moins qu'on ne dispose de moyens efficaces pour prévenir tout effet nuisible.

A la reprise du travail, on opérera la démolition de toutes les parties qui auront subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'article 28.

*Note explicative.* — Cet article se justifie de lui-même.

ART. 30. — Pendant les périodes de sécheresse, on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions et ce au moins pendant les quinze premiers jours après le bétonnage.

*Note explicative* — Cet article se justifie de lui-même.

ART. 31. — Le décoffrage et le décintrement seront faits sans chocs, par des efforts purement statiques, et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour que, sous les charges qu'il doit désormais porter (y compris son poids propre), il ne subisse pas de tensions supérieures à celles tolérées par le premier alinéa de l'article 6.

*Note explicative*. — Cet article se justifie de lui-même. Il n'a pas été possible de prescrire l'âge que devra avoir le béton au moment du décoffrage, parce que cela dépend du genre de construction, ainsi que des conditions climatiques. La Commission a donc dû se borner à l'énoncé d'un principe général.

#### IV. — Epreuve des ouvrages.

ART. 32. — Les ouvrages en béton armé seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves, ainsi que les délais de mise en service, seront insérés au cahier des charges ou dans les conventions spéciales relatives à l'entreprise.

Dans le cas où aucune prescription ne serait faite à ce sujet, les épreuves se feront conformément aux prescriptions des articles 33, 34, 35 et 36.

Sauf stipulation contraire, les épreuves se feront aux frais du client.

Les flèches mesurées ne pourront, en aucun cas, dépasser les flèches calculées en prenant comme valeur du coefficient d'élasticité du béton 200 tonnes par centimètre carré si l'épreuve se fait à 90 jours, et 150 tonnes par centimètre carré si elle se fait à 30 jours.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera fixé par le cahier des charges ou par les conventions spéciales régissant l'entreprise. Lorsque le béton est fait avec du ciment Portland, cet âge sera, sauf stipulation contraire, au moins de 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour ceux de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

Tous les essais se feront sous des charges équivalentes à celles qui ont servi de base aux calculs.

Sauf exception, dûment justifiée, on laissera les surcharges statiques en place pendant un nombre d'heures supérieur de 50 % à celui pendant lequel on aura constaté des augmentations de flèches.

*Note explicative*. — Les trois premiers alinéas de cet article ne demandent aucune justification.

Dans le quatrième alinéa, on parle des flèches calculées. Leur valeur dépend évidemment du coefficient d'élasticité admis dans ce calcul. Ce coefficient devra être choisi en ayant égard à l'âge et à la composition du béton soumis à l'épreuve.

Le cinquième alinéa n'a pas pour prétention de donner une classification rationnelle des ouvrages d'après leur importance. Les chiffres indiqués dans les trois cas, tout en ne correspondant pas à des catégories d'ouvrages bien définies, ne donneront lieu en pratique à aucune contestation sérieuse.

Le sixième alinéa est un des plus importants. Il prescrit explicitement que les épreuves se feront sous des charges équivalentes à celles qui ont servi de base aux calculs et non sous des charges supérieures de 50 %, comme le stipulent certains cahiers des charges. La Commission estime, en effet, qu'en soumettant un ouvrage en béton armé à des charges beaucoup supérieures aux charges de service, on diminue sa résistance et surtout sa durabilité d'une façon notable. Il suffit, pour s'en convaincre, de se rappeler que d'après l'article 8, le béton est souvent étendu aux 0.9 de sa résistance limite, par suite de l'action de l'effort tranchant; la fissuration est donc certaine si la charge d'épreuve dépasse notablement la charge de service. Les fissures une fois produites ne disparaissent plus, sont une voie d'accès pour les agents destructeurs et rejettent définitivement sur les étriers et barres inclinées la mission de résister aux efforts tranchants. Un raisonnement semblable peut se répéter pour le béton entourant immédiatement les armatures étendues. Ce béton ne se fissure le plus souvent pas sous les charges de service; sa fissuration n'est même pas certaine sous une charge supérieure de 50 %, mais est beaucoup plus probable; si elle se produit, elle subsiste dans la suite et est ainsi une cause d'augmentation des tensions dans les armatures et dans le béton.

L'argument de ceux qui défendent les épreuves sous des charges plus élevées que les charges de service est que de cette façon on est au moins certain d'avoir une certaine marge de sécurité. Cet argument n'a pas beaucoup de valeur du moment que l'épreuve se fait avec mesure des flèches. L'allure générale de la courbe donnant la flèche en fonction de la charge permet au spécialiste de se rendre compte du degré de sécurité. L'observation de l'augmentation des flèches en fonction du temps sous charge constante donne d'ailleurs une autre indication précieuse pour ceux qui veulent se rendre compte du degré de sécurité. Plus une charge est voisine de celle qui donne des tensions atteignant les limites élastiques, plus la déformation sous cette charge, maintenue constante, continue à augmenter avec le temps. C'est la raison d'être du dernier alinéa du présent article.

ART. 33. — Sauf stipulations contraires, tout pont sera soumis à deux genres d'épreuves, l'un par charges statiques, l'autre par charges roulantes, d'après les règles suivantes :

*Ponts-rails.* — L'épreuve par charges statiques s'effectuera au moyen d'un train se rapprochant le plus possible du train-type prescrit; la longueur du train d'épreuve sera déterminée de façon à réaliser les plus grands efforts dans les divers éléments du pont.

L'épreuve par charges roulantes sera exécutée au moyen du même train roulant à la vitesse de 40 kilomètres à l'heure, à moins que des circonstances spéciales (voisinage de plaques tournantes, insuffisance du rayon de courbure, etc.) n'exigent de réduire cette vitesse, réduction qui sera toutefois la plus petite possible.

Pour les ponts à double voie, l'épreuve se fera d'abord sur chaque voie séparément, l'autre restant libre, puis sur les deux voies simultanément; dans le dernier cas, pour l'épreuve par charges roulantes, les trains marcheront dans le même sens à la vitesse indiquée ci-dessus.

*Pont-routes.* — Pour l'épreuve par charges statiques, la surcharge sera étendue successivement d'une extrémité à l'autre, avec interruption au moment où elle aura atteint la moitié de la portée.

L'épreuve par charges roulantes s'effectuera en faisant circuler, à leur vitesse courante, d'une extrémité à l'autre du pont, les véhicules prévus lors du calcul de l'ouvrage.

*Ponts continus, en arc, etc.* — Pour tous ces ponts, le constructeur établira un programme d'épreuves indiquant la façon dont les surcharges devront être réparties pour engendrer les plus grands efforts dans les divers éléments de l'ouvrage; les épreuves seront organisées de façon à suivre d'aussi près que possible ce programme, sans toutefois qu'il faille prévoir de discontinuité dans les surcharges.

*Note explicative.* — Ces prescriptions sont extraites du Règlement pour la construction des ponts métalliques, publié par l'Association belge de Standardisation.

ART. 34. — Les combles ne seront soumis à des épreuves que si les conventions spéciales régissant l'entreprise le prescrivent explicitement. Dans ce dernier cas, une ou plusieurs fermes seront soumises autant que possible à des épreuves ayant pour but de mesurer les déformations sous des efforts analogues à ceux qu'elles sont appelées à supporter en service.

*Note explicative.* — L'épreuve des combles se fait très rarement à cause des difficultés d'une telle opération. Il n'est pas possible de reproduire, pendant l'essai, les charges de service; on doit se contenter de les remplacer par des charges autres produisant à peu près les mêmes tensions maxima.

ART. 35. — Les colonnes ne seront soumises à des épreuves que si les conventions spéciales régissant l'entreprise le prescrivent explicitement.

*Note explicative.* — L'épreuve des colonnes n'est pas imposée sauf dans les cas où des circonstances exceptionnelles l'exigent. C'est parce que, tout d'abord, cet essai est très difficile à faire à cause des fortes surcharges à mettre en place dans la plupart des cas et, en outre, parce que les colonnes sont des éléments de construction dont le calcul et l'exécution sont relativement faciles, ce qui rend l'essai moins nécessaire.

ART. 36. — Les planchers et autres parties de constructions non spécifiées aux articles 33, 34 et 35 seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les surcharges prévues, soit la totalité du plancher, soit au moins à une travée, de façon à réaliser la fatigue maxima dans chacun des éléments de la travée considérée.

*Note explicative.* — Cet article se justifie de lui-même. Il est important de noter que la fatigue maxima dans chacun des éléments d'un plancher (dalles, poutres secondaires, poutres principales) ne se produit pas sous un seul et même état de charge. Une épreuve de plancher nécessite donc la réalisation de différents états de charge, avec chaque fois la mesure des flèches de l'élément correspondant.

#### Notations recommandées (fig. 1).

F	force isolée quelconque.
P	force isolée verticale.
p	charge uniforme fixe par unité de longueur ou de surface.
q	charge uniforme mobile par unité de longueur ou de surface.
X, Y, Z	forces de réactions inconnues (suiv. 3 axes).
U, V, W	moments de réactions inconnues (suiv. 3 axes).
M	moment fléchissant.
N	effort longitudinal.
T	effort tranchant.
Q	résultante de N et T, c'est-à-dire résultante de toutes les forces agissant d'un côté d'une section.



l	portée.
b	largeur.
$h_t$	hauteur totale d'une nervure ou d'une dalle.
h	hauteur effective d'une nervure ou d'une dalle.
$b_o$	largeur de dalle intervenant dans le calcul d'une nervure.

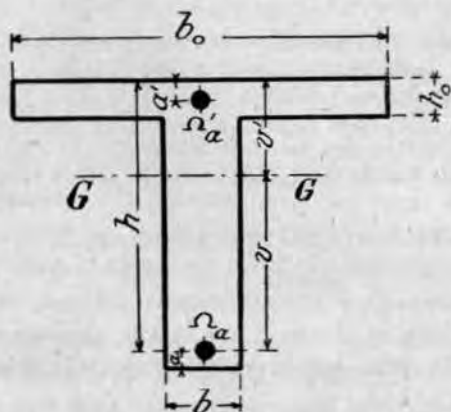


FIG. I.

$h_o$	épaisseur de la dalle dans le calcul d'une nervure dont elle forme la partie comprimée.
d	diamètre d'une armature.
$\Omega$	section transversale brute.
$\Omega_a, \Omega_b$	section transversale d'armature et de béton étendus.
$\Omega'_a, \Omega'_b$	section transversale d'armature et de béton comprimés.
$\lambda, \lambda'$	pourcentage d'armatures étendues et comprimées.
a, a'	distance du centre de gravité des armatures étendues et comprimées à la limite du profil.
$\varepsilon_a, \varepsilon_b$ ou $E_a, E_b$	module d'élasticité des armatures et du béton.
$\mu$ ou m	rapport de $E_a$ à $E_b$ .
v, v'	distance de l'axe neutre au centre de gravité des armatures étendues et à la fibre la plus comprimée.

c	bras de levier du couple des forces élastiques.
I	moment d'inertie.
r	rayon de giration.
t ou $\chi$	périmètre.
i	excentricité.
f	flèche.
$\mu'$ ou m'	coefficient intervenant dans le béton fretté.
d'	diamètre d'un noyau fretté.
e	pas du frettage.
$\sigma, \sigma', \sigma'', \sigma'''$	tension normale d'extension ou de compression, tension tangentielle et tension d'adhérence (avec indices « a » ou « b »).
$\rho, \rho', \rho'', \rho'''$ ou R, R', R'', R'''	tension de sécurité à l'extension, à la compression, au cisaillement et à l'adhérence (avec indices « a » ou « b »).

*Note explicative.*

L'utilité de l'emploi de notations uniformes n'est contestée par personne, les seules divergences de vues qui peuvent exister sont relatives au choix de ces notations.

S'inspirant des travaux du Congrès de New-York en 1912, la Commission a cru utile de poser certaines règles à la base du système de notations préconisé. Les directives qu'elle a admises sont les suivantes :

- 1° On recommandera l'emploi de *majuscules latines* pour les forces, les charges, les moments et efforts tranchants, les modules d'élasticité;
- 2° On recommandera l'emploi des *minuscules latines* pour les longueurs et les charges par unité de longueur ou de surface;
- 3° On recommandera l'emploi des *majuscules grecques* pour les surfaces et les moments d'inertie des sections;
- 4° On recommandera l'emploi des *minuscules grecques* pour les tensions et pour les rapports, tels que les pourcentages;
- 5° On distinguera ce qui se rapporte aux armatures et au béton par les *indices « a » et « b »*;
- 6° On distinguera ce qui se rapporte respectivement à la compression et à la traction, en affectant les éléments de compression d'un « prime ».

Ces règles sont, dans un grand nombre de cas, conformes à l'usage courant. Là où des notations contraires à ces règles sont tellement ancrées dans les habitudes belges qu'il paraît difficile d'imposer directement des notations différentes, la Commission a cru bien faire en laissant le choix entre la notation usuelle et celle qui résulte des règles précédentes. Elle espère ainsi favoriser graduellement l'emploi de notations logiques et peut-être même internationales.

## ANNEXES

**i. — Recommandations concernant la largeur  $b_0$  de dalle qu'il est permis de faire intervenir dans le calcul d'une nervure en T.**

A. — Il est à conseiller dans le calcul d'une nervure en T de ne pas faire intervenir une largeur  $b_0$  de dalle supérieure à la plus petite des trois quantités suivantes :

- 1° Douze fois l'épaisseur totale  $h_0$  de la dalle;
- 2° La portée de la dalle;
- 3° Le tiers de la portée de la nervure.

B. — Il n'est pas inutile de rappeler que, dans le calcul d'un hourdis à poutres secondaires, on devra faire en sorte que la somme des tensions de compression dans la dalle dues à la flexion de la dalle même et à celle des poutres principales, ne dépasse pas les limites tolérées par l'article 6.

## NOTE EXPLICATIVE.

a. — Que la largeur limite doive dépendre de  $h_0$  semble résulter d'une série d'expériences de Bach sur des nervures en T agencées de façon que le béton comprimé soit l'élément dangereux.

Il en résulte que la charge de rupture augmente rapidement avec  $b$  jusqu'à  $b_0 = 13$  à  $14 h_0$ . A partir de cette valeur de  $b_0$ , il faudrait augmenter  $b$  jusqu'à  $21 h_0$  pour gagner encore 5 % sur la charge de rupture.

Il en résulte aussi que, pour les charges de service, il n'y a aucune différence appréciable entre les raccourcissements des fibres comprimées au droit de l'axe et aux bords des ailes.

Il est entendu que Bach aurait pu interpréter ses expériences autrement, en reliant par exemple la résistance, non pas au rapport de  $b_0$  à  $h_0$ , mais au rapport de  $b_0$  à  $l_n$ . S'il l'avait fait, il serait arrivé à la conclusion que c'est à partir d'une valeur de  $b_0$  environ égale au tiers de  $l_n$  que la charge de rupture n'est plus sensiblement influencée par

une augmentation de  $b_0$ . Un raisonnement tout différent conduira tantôt à une conclusion identique.

b. — Que la largeur limite doive dépendre de  $l_d$  est évident a priori, car elle ne peut en aucun cas dépasser  $l_d$ .

c. — Que la largeur limite doive dépendre de  $l_n$  résulte du raisonnement suivant :

La dalle reçoit ses efforts de compression par l'intermédiaire de la nervure. L'effort transmis en un point quelconque de la dalle se répartit dans celle-ci d'une façon analogue (pas identique évidemment) à la répartition, dans une plaque mince, d'un effort isolé agissant dans le plan moyen de la plaque et normalement à un de ses côtés.

La théorie de l'élasticité apprend que si la plaque ainsi sollicitée est illimitée en tous sens, sauf du côté où la force isolée agit (où elle est supposée limitée par un plan auquel la force est normale) la tension maxima réalisée sur un plan parallèle au côté terminal de la plaque et distant de ce côté d'une longueur égale à  $z$ , est de

$$\sigma'_b = \frac{2}{\pi} \times \frac{P}{ez} = 1,27 \frac{P}{2ez}$$

( $e$  = épaisseur de la plaque)

On pourra donc calculer  $\sigma'_b$  en admettant (ce qui n'est pas conforme à la réalité, mais conduit au même résultat) que la force  $P$  agit par compression uniforme sur une surface de largeur  $e$  et de longueur égale à

$$\frac{2}{1,27} z \quad \text{ou} \quad 1,57 z$$

La section au milieu de la portée d'une nervure étant distante de  $\frac{l_n}{2}$  de l'extrémité et de zéro du milieu de la portée, on peut dire que les efforts transmis par la nervure à la dalle émanent en moyenne d'un point situé à une distance

$$z = \frac{l_n}{4}$$

de la section au milieu de la portée. On trouvera donc approximativement la tension de compression dans cette section du milieu en supposant l'effort total agissant uniformément sur une largeur de dalle égale à

$$1,27 \times \frac{l_n}{4} \quad \text{soit} \quad 0,39 l_n$$

Il semble donc logique d'admettre pour  $b_0$  la valeur limite égale au tiers de  $l_n$ , d'autant plus que les expériences de Bach ont conduit à un résultat semblable.

II. — **Recommandations concernant le calcul de dalles soumises à des charges concentrées.**

A. — *Dalles ne portant que dans un sens* (fig. 2).

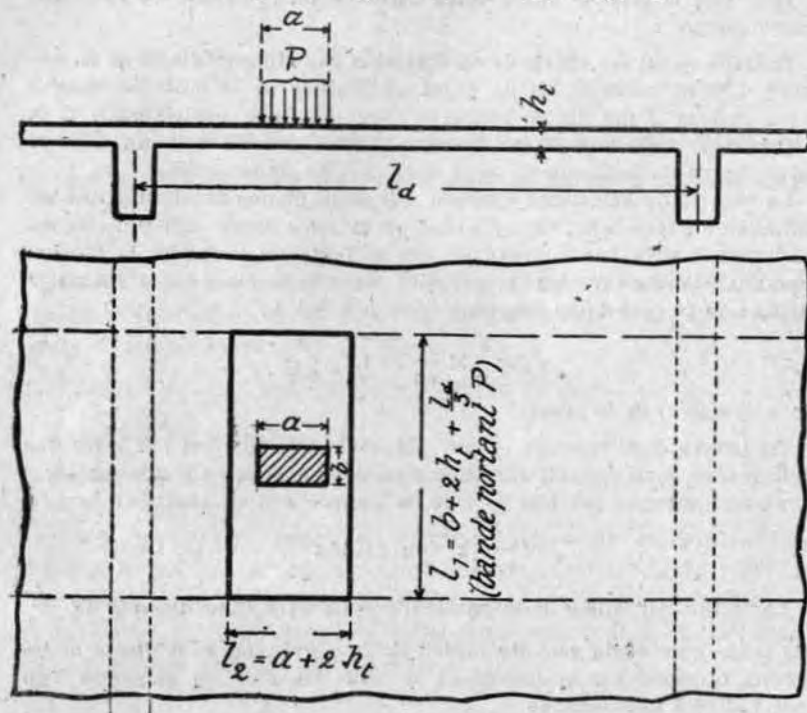


FIG. 2.

Il est à conseiller de considérer une charge locale répartie sur un rectangle de dimensions  $a$  et  $b$  ( $a$  étant mesuré parallèlement à la portée) comme portée par une bande de dalle de largeur

$$l_1 = b + 2h_t + \frac{l_d}{3}$$

et répartie sur une longueur

$$l_2 = a + 2h_t$$

de cette bande

$h_t$  = épaisseur totale de la dalle ;  $l_d$  = sa portée).

B. — *Dalle carrée portant sur quatre côtés et chargée au centre par une charge locale répartie sur un carré de côté  $a$*  (fig. 3).

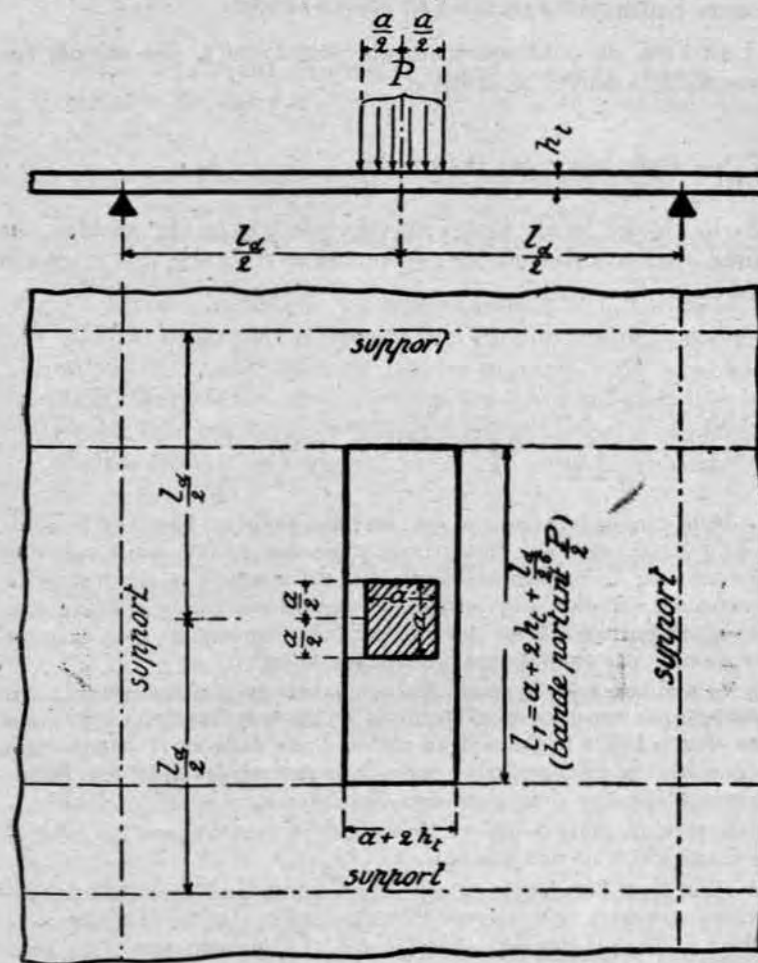


FIG. 3

Il est à conseiller de calculer la dalle à la flexion dans chacun des deux sens parallèles aux côtés, en supposant que la moitié de la charge soit portée par une bande de dalle de largeur

$$l_1 = a + 2h_t + \frac{l_d}{2,5}$$

et se répartisse sur une longueur

$$l_2 = a + 2h_1$$

de cette bande.

Toutefois, on n'admettra jamais pour  $l_1$  ou  $l_2$  des valeurs supérieures à la portée de la dalle.

### C. — Dans deux cas précédents.

Si la charge locale agit à travers une couche de remblai, on pourra ajouter à chacune des quantités  $l_1$  et  $l_2$  une fois et demie la hauteur du remblai.

#### NOTE EXPLICATIVE.

La règle donnée ici sous « A » est environ la même que celle préconisée dans les annexes aux Instructions françaises de 1906, ainsi que celle préconisée par le Règlement Suisse; elle est identique à ce qu'exige le Règlement Hollandais. Elle est d'ailleurs consacrée par la pratique courante et en harmonie avec des résultats expérimentaux. (Par exemple ceux obtenus par le professeur Américain Morris) (1).

La règle donnée sous « B » conduit à une valeur des tensions maxima qui ne s'éloigne pas trop de celle qui résulte de la théorie de l'élasticité, dans le cas d'une charge isolée  $P$  agissant au milieu d'une dalle carrée simplement appuyée le long des 4 côtés et armée, dans chacun des deux sens parallèles aux côtés, d'un demi pour cent d'armatures.

Il est logique, faute de mieux, de l'admettre dans d'autres cas, c'est-à-dire quand  $a$  et  $b$  ne sont pas nuls.

La règle  $c$  est plus prudente que celle adoptée par la plupart des règlements étrangers, qui tolèrent l'addition du double de la hauteur du remblai à chacune des quantités  $l_1$  et  $l_2$ . La quantité que l'on peut ajouter à  $l_1$  et  $l_2$  dépend évidemment de la nature du remblai. S'il était comparable à une matière solide, ce qui a été expliqué dans les notes relatives à l'Annexe I montre que la quantité à ajouter à  $l_1$  et  $l_2$  ne serait que d'environ 1,57 fois l'épaisseur du remblai. C'est ce qui a conduit la Commission à proposer ce qui est dit sous « c ».

(1) Voir State of Ohio, Highway Department; Bulletin n° 28; sept. 1915 ou un extrait dans Taylor et Thompson, Concrete plain and reinforced.

### III. — Recommandations concernant les surcharges à admettre dans le calcul de certains bâtiments.

Pour les locaux d'usage courant énumérés ci-après, il est à conseiller de baser les calculs sur les valeurs suivantes des surcharges :

Maisons d'habitation, 200 kilogrammes par mètre carré.

Bureaux, 300 kilogrammes par mètre carré.

Edifices publics; salles de spectacle, 400 kilogrammes par mètre carré.

Toitures; terrasses, 125 kilogrammes par mètre carré.

Dans le cas où un élément, tel qu'une colonne, par exemple, est sollicité simultanément par les surcharges de 2, 3, 4... planchers superposés et où il n'est pas à prévoir que tous les planchers auront leur surcharge maxima en même temps, il semble logique d'admettre une certaine réduction des surcharges dans le calcul de cet élément.

C'est ainsi que dans le cas de bureaux, par exemple, on pourrait ne tenir compte dans le calcul des colonnes que des surcharges suivantes :

1° La surcharge complète du toit et du dernier étage;

2° 90 % de la surcharge de l'étage suivant;

3° 80 % de la surcharge de l'étage suivant;

4° 70 % de la surcharge de l'étage suivant;

et ainsi de suite, sans que la réduction de la surcharge d'un étage puisse dépasser 70 %, quel que soit le nombre des étages.

#### NOTE EXPLICATIVE.

Les conseils donnés dans cette annexe s'expliquent d'eux-mêmes. Il importe cependant de faire observer explicitement que les réductions tolérées par la fin du texte de cette annexe ne sont permises que dans le cas où il n'est pas à prévoir que tous les planchers auront leur surcharge maxima en même temps. Il ne faudrait donc pas appliquer les dites réductions au calcul des colonnes d'un entrepôt par exemple.