

## CONDITIONS GÉNÉRALES

## ART. 13.

Pour les extractions à quantité déterminée, le permissionnaire sera tenu de prévenir, par écrit, soit l'ingénieur ordinaire dans la circonscription duquel l'extraction devra avoir lieu, soit le sous-ingénieur ou conducteur subdivisionnaire, vingt-quatre heures au moins à l'avance, du jour où il commencera ses opérations.

Il devra, dans tous les cas, se conformer exactement aux ordres de détail qui lui seront donnés par les agents du service des ponts et chaussées.

## ART. 14.

Le permissionnaire ou son représentant sur le lieu de l'extraction devra être constamment porteur de sa carte ou de son récépissé et représenter cette pièce à toute réquisition des agents chargés de la surveillance de la côte.

## ART. 15.

Le permissionnaire sera tenu de diriger ses opérations de manière à ne gêner ni la circulation sur la plage, ni la navigation et les pêches côtières, ni la libre exercice des services publics.

Il devra notamment éviter toute excavation ou tout dépôt de nature à présenter un danger, soit pour la circulation, soit pour l'atterrissage des bateaux, soit pour la solidité des falaises voisines.

L'extraction et l'enlèvement par terre des matériaux ne pourront s'effectuer que pendant le jour.

## ART. 16.

Le permissionnaire sera directement responsable, vis-à-vis des riverains propriétaires de dunes ou de falaises et en général vis-à-vis des tiers, des dommages que ses extractions pourraient leur faire subir.

## ART. 17.

Les autorisations prévues par le présent arrêté sont essentiellement précaires et révocables sans indemnité à première réquisition de l'administration.

Les cartes ou les récépissés ne seront valables que pour l'époque fixée et seront périmés de plein droit à l'expiration de ce délai.

## CONDITIONS SPÉCIALES

*Circulaire du ministre des travaux publics, des postes et des télégraphes aux ingénieurs en chef des ponts et chaussées (Service intérieur).*

Paris, le 20 octobre 1906.

Instructions relatives à l'emploi du béton armé.

En présence du développement que prennent les applications du béton armé aux travaux publics, il est nécessaire de faire connaître aux ingénieurs les conditions générales, moyennant lesquelles les constructions faites avec cette matière nouvelle présentent les mêmes caractères de stabilité et offrent au public les mêmes garanties de sécurité que celles qui sont édifiées avec les matériaux anciennement éprouvés.

La question a fait l'objet de longues études et de recherches expérimentales, qui se sont poursuivies durant trois années, pour aboutir au dépôt d'un rapport dont le conseil général des ponts et chaussées a été saisi et qu'il a renvoyé à une commission spéciale composée d'inspecteurs généraux.

Sur le rapport de cette commission, en date du 20 juillet 1906, dont une copie est annexée à la présente circulaire, et après une discussion approfondie, le conseil général des ponts et chaussées a adopté un projet d'instructions applicables à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics.

Conformément aux décisions du conseil, j'ai approuvé ces instructions dont vous trouverez plus loin le texte.

Elles sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni, en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède aujourd'hui.

Les explications qui suivent ont pour objet de préciser, en tant que de besoin, le sens et la portée de ces instructions.

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

A. Surcharges.

ARTICLES 1, 2, 3. — De ces trois articles, les deux premiers se justifient d'eux-mêmes.

Le troisième, qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et, par conséquent, calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le ciment armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire de façon telle que sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait, en ce cas, le coefficient de sécurité.

Cette procédure, qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque mal interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent, à aucun degré, les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les ingénieurs trouvent utile d'y joindre des calculs établis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croiront pouvoir en tirer.

#### B. Limites de travail et de fatigue.

Art. 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux  $\frac{28}{100}$  de la résistance à l'écrasement du béton non armé, après 90 jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après 28 jours de prise.

Or, si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés, expérimentés par la commission des ciments armés, on arrive aux résultats ci-après :

La commission a expérimenté des bétons formés de 400 litres de sable, 800 litres de gravier, avec ciment de Portland, aux dosages variant de 250 à 600 kilogrammes.

Elle a reconnu qu'on peut compter sur les résistances suivantes en kilogrammes, par centimètre carré, respectivement pour les dosages de 300, 350 et 400 kilogrammes.

Au bout de 28 jours :

(a) 107 kilogr., 120 kilogr., 133 kilogr. ;

Au bout de 90 jours :

(b) 160 kilogr., 180 kilogr., 200 kilogr. ;

Si donc on admettait comme limites de fatigue le  $\frac{1}{4}$  des résistances (a), on trouverait respectivement :

97 kilogr. 30 kilogr. 33 kilogr.

Si, au contraire, suivant l'article 4 de l'instruction, on adopte les  $\frac{28}{100}$  des résistances (b) on trouve :

44 kilogr. 8      50 kilogr. 4,      56 kilogr.

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'article 4 est beaucoup plus hardi que les règlements étrangers. Mais ces règlements sont plus ou moins anciens et il est vraisemblable que s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'article 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plus qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées, a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'article 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les ingénieurs de l'Etat ne sont pas tenus d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le règlement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs, que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

Art. 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis. Sa résistance à l'écrasement augmente ainsi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Il serait difficile de donner à cet égard une indication absolue. Quelques expériences de laboratoire ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettraient de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la commission du ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient :

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

$V'$  étant le volume des armatures transversales ou obliques et  $V$  le volume du béton pour une même longueur du prisme,  $m'$  est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales, formant des rec-

tangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient  $m'$  peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque ledit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage formé par des spires plus ou moins serrées, le coefficient  $m'$  peut varier de 15 à 32. Le minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les  $\frac{2}{3}$  de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{3}$  de ladite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré.

$\frac{1}{8}$  de ladite dimension pour une compression de 100 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'article 3, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal et quelle que soit la valeur du coefficient  $1 + m' \frac{V}{V'}$ , la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle du béton armé et qui, d'après les expériences de la commission du ciment armé, dépasse, suivant les cas, de 25 à 60 p. 100, celle qui produit l'écrasement du béton non armé.

## II. — Calculs de résistance.

ART. 9. — Se justifie de lui-même.

ART. 10. — Cet article a pour objet d'écarter les procédés de calcul purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournis ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres. L'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité  $m$  (1).

(1) Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5) qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est en effet dans l'augmentation de la résistance à l'écrasement, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur

Théoriquement, cette densité  $m$  serait le rapport :

$$(1) \quad m = \frac{E_a}{E_b}$$

du module d'élasticité  $E_a$  du métal de l'armature au module d'élasticité  $E_b$  du béton. Ce rapport, dans les limites de charges admises par l'article 4, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton ; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles, dont il a été parlé plus haut (art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module  $E_b$  portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport  $m$ , qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé ? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient  $m$  comme résultant de l'expérience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimentés séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième ( $\frac{1}{10}$ ) de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième ( $\frac{1}{20}$ ) de la plus petite dimension de la pièce : et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

La plupart des auteurs admettent pour  $m$  une valeur fixe et qui souvent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier  $m$  entre un maximum de 15 et un minimum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'article 4.

Une fois le coefficient  $m$  choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

a. *Compression simple.* — On considère la section homogène fictive  $\Omega$  donnée par la relation

$$(2) \quad \Omega = \Omega_b + m\Omega_a$$

$\Omega_b$  étant l'aire de la section en béton, et  $\Omega_a$  l'aire totale des sections faites dans les armatures métalliques longitudinales. Comme cette dernière est

faible par rapport à la première, on confond souvent  $\Omega_b$  avec la section totale  $\Omega_b + \Omega_a$  de la pièce.

Si  $N$  est la compression totale qui agit normalement à la section, on aura pour la pression, par unité de surface  $R_b$ , que supporte le béton et celle  $R_a$ , que supportent les armatures :

$$(3) \quad R_b = \frac{N}{\Omega}, \quad R_a = m \frac{N}{\Omega}.$$

Si  $R_b$  est donné, on en conclut  $\Omega$  et, par suite à l'aide de (2) d'après la forme réelle de la pièce, la section totale  $\Omega_a$  des armatures ou le pourcentage :

$$\frac{\Omega_a}{\Omega_b}$$

b. *Compression avec flexion.* — Si la compression totale  $N$  n'est pas uniformément répartie, il convient de faire intervenir, outre l'aire  $\Omega$  de la section fictive, son centre de gravité et son moment d'inertie relatif à l'axe transversal à la flexion passant par son centre de gravité, par les formules suivantes :

$$(4) \quad \Omega Y = \Omega_b Y_b + m \Omega_a Y_a;$$

$$(5) \quad I = I_b + m I_a.$$

La figure 1 représente un schéma de la section considérée supposée symétrique par rapport à un axe  $Y'Y$ . Le centre de gravité cherché de la section fictive  $\Omega$  est  $G$ ; celui des armatures métalliques connu est  $G_a$ , celui du béton également connu est  $G_b$ . On déduit les positions de ces points par leurs ordonnées respectives :

$$Y = GK, \quad Y_b = G_b K, \quad Y_a = G_a K,$$

comptées à partir d'un axe  $x'x$  choisi à volonté, ces ordonnées étant, s'il y a lieu, comptées positivement d'un côté convenu de  $x'x$  et négativement du côté opposé.

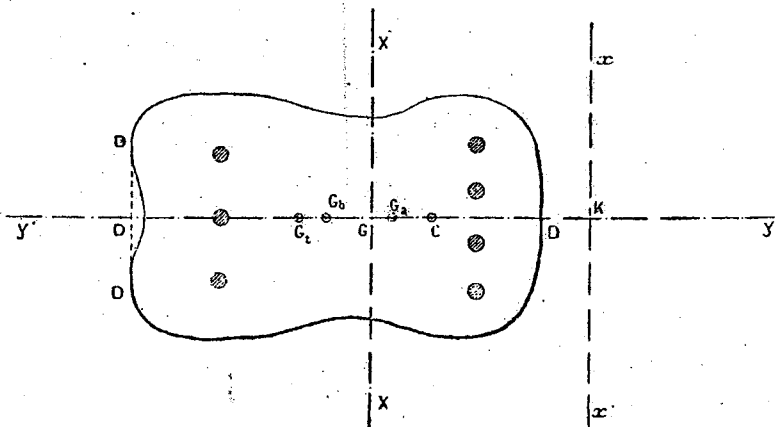


Fig. 1.

La formule (2) donne  $\Omega$ ; puis la formule (4) donne l'ordonnée  $Y$  du centre de gravité  $G$  de  $\Omega$ . Enfin, l'axe  $XGX'$  étant ainsi connu, on connaît les moments d'inertie  $I_b$  et  $I_a$  des sections géométriques du béton et des armatures longitudinales par rapport à cet axe et, par suite, la formule (5) donne le moment d'inertie  $I$  de la section fictive  $\Omega$  par rapport à ce même axe.

Nous avons dit plus haut qu'on confond souvent la section  $\Omega_b$  du béton avec la section totale  $\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a$  de la pièce. Si on ne veut pas le faire, les formules (2), (4), (5) peuvent s'écrire d'une façon plus commode dans la pratique en y introduisant, au lieu de la section  $\Omega_b$  du béton, la section totale

$$\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a,$$

et, par suite, au lieu du centre de gravité  $G_b$  du béton, celui de  $G_t$  de cette section totale et, enfin, au lieu du moment d'inertie  $I_b$  de la section du béton relativement à l'axe  $X'X$ , le moment d'inertie  $I_t$  de la section totale, relativement à un axe parallèle à  $X'X$  passant par le centre de gravité  $G_t$ .

Les formules deviennent alors :

$$(2') \quad \Omega = \Omega_t + (m-1)\Omega_a;$$

$$(3') \quad \Omega Y = \Omega_t Y_t + (m-1)\Omega_a Y_a;$$

$$(4') \quad I = I_t + \Omega_a (Y - Y_t)^2 + (m-1)I_a.$$

A présent si  $N$  est la pression totale et  $M$  le moment de flexion, c'est-à-dire la somme des moments des forces extérieures agissant sur la section considérée relativement au centre de gravité  $G$ , de la section fictive, on aura pour la pression par unité de surface  $n_b$  agissant sur le béton à une distance quelconque  $v$  de l'axe  $X'X$  :

$$(5) \quad n_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v,$$

et si au point considéré se trouvait une armature, la pression qu'elle supporterait serait :

$$(6) \quad n_a = m n_b.$$

Dans ces formules, la distance  $v$  est comptée positivement du côté où le moment de flexion produit une compression et négativement du côté opposé. Si le moment de flexion autour de l'axe  $X'X$  est compté positivement de gauche à droite pour un observateur placé suivant  $X'X$ , la tête en  $X'$ , les pieds en  $X$ , alors les distances  $v$  doivent être comptées positivement pour les points de la section situés à droite de  $X'X$  et négativement pour ceux de gauche.

Si on appelle  $v_b$  la distance à  $X'X$  de la fibre extrême de droite et par  $v_b$  la valeur absolue de la même distance pour la fibre extrême de gauche, la plus grande compression du béton  $R_b$  par unité de surface sera :

$$(7) \quad R_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_b.$$

Sa compression la plus faible  $R_{1b}$  sera :

$$(7) \quad R_{1b} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} r_{1b}.$$

En remplaçant l'indice  $b$  par  $a$  pour les armatures, les valeurs extrêmes de la compression pour les armatures seront :

$$(8) \quad R_a = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} r_a \right];$$

$$(8) \quad R_a = m \left[ \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} r_a \right].$$

Ces formules supposent essentiellement qu'il y a compression partout, c'est-à-dire que la valeur  $R_{1b}$  et, par suite, celle  $R_a$  sont positives. Si  $R_{1b}$  était négatif, on n'aurait plus le droit de les appliquer parce que les lois de la traction du béton diffèrent essentiellement de celles qui régissent sa compression. Il faudrait alors procéder comme il sera indiqué plus loin.

Si on connaît la pression totale  $N$ , non seulement en grandeur mais en position, c'est-à-dire si on connaît la position de son point d'application (centre de pression) définie par sa coordonnée  $v_0$  par rapport à l'axe  $X'X$ , on en déduirait, par définition :

$$(9) \quad M = N v_0,$$

et si on posait

$$(10) \quad I = \Omega r^2,$$

$r$  étant ainsi le rayon de giration de la section fictive  $\Omega$  relativement à l'axe  $X'X$ , on aurait

$$(11) \quad n_b = \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{v_0 v}{r^2} \right).$$

L'axe neutre serait obtenu en annulant la valeur de  $n_b$ , c'est-à-dire par la formule

$$(12) \quad 1 + \frac{v_0 v}{r^2} = 0,$$

en appelant  $v'$  la valeur de  $v$  qui définit la position de cet axe.

La formule (7) devient avec ces nouvelles notations :

$$(13) \quad R_{1b} = \frac{N}{\Omega} \left( 1 - \frac{v_0 v_{1b}}{r^2} \right).$$

La comparaison des deux dernières formules indique, comme cela doit être, qu'il n'y a compression partout que si l'axe neutre tombe hors de la section, soit :

$$-v' > r_{1b}.$$

Ce qui précède suppose que l'on connaît pour chaque section les valeurs de  $N$  et de  $M$ . Ce sera le cas pour une colonne portant une charge centrée (c'est-à-dire appliquée au centre de gravité  $G$  de la section fictive, d'où  $M = 0$ ), ou

excentrée ( $M = N v_0$ ). Ce sera encore le cas d'un barrage où la courbe des pressions donne précisément  $N$  et  $v_0$  pour chaque section.

Lorsque la statique ne fournit pas directement ces valeurs, comme dans un arc de pont, on procédera comme il va être indiqué dans le cas de beaucoup le plus général où les pièces travaillent à la fois à la compression et à l'extension, celui qui justifie vraiment l'emploi des armatures, et ceci nous amène tout naturellement à ce cas général visé par les articles 11 et 12 de l'instruction.

Arr. 11. — Cet article dit que, dans les calculs de déformation, on mettra en compte la résistance à l'extension du béton.

On peut avoir à calculer la déformation en elle-même, notamment pour prévoir la flèche que prendra un ouvrage. Mais, en tout cas, on aura à faire usage des formules de déformation pour connaître, dans chaque section, la compression  $N$  de la fibre moyenne (lieu des centres de gravité  $G$  des sections fictives  $\Omega$ ), le moment de flexion  $M$  et l'effort tranchant  $T$ , lorsque la statique ne les fournit pas.

Par définition  $N$  et  $T$  sont les composantes normale et tangentielle des forces extérieures y compris la réaction de l'appui qui agissent d'un côté convenu de la section et  $M$  est la somme des moments de ces mêmes forces extérieures par rapport au point  $G$ .

Si l'une des extrémités de la pièce à étudier est libre (colonnes) ou si la statique fournit la réaction d'un appui (poutres à deux appuis sans encastrement), les forces  $N$  et  $T$  et le couple  $M$  sont connus, en toute rigueur; on pourra se passer de toute formule de déformations et, par conséquent, de toute hypothèse pour les déterminer. L'article 11 n'intervient pas pour cet objet.

Mais dans le cas des poutres encastrees ou des poutres à plusieurs travées ou d'arcs travaillant à l'extension, ce qui est le cas général des arcs en béton armé, on devra appliquer l'article 11, et, par conséquent, l'interpréter.

L'administration acceptera l'interprétation faite selon l'usage courant jusqu'ici, bien qu'il soit peu correct et qui consiste à attribuer au béton, travaillant à l'extension, le même coefficient d'élasticité que quand il travaille à la compression.

Une fois cette hypothèse admise, les formules établies plus haut, sous la restriction essentielle qu'il n'y a travail qu'à la compression, deviennent générales.

Or, on voit aisément que ces formules, grâce à l'intervention des éléments de la section fictive  $\Omega$ , ramènent le problème de la résistance d'une pièce en béton armé, c'est-à-dire d'une pièce hétérogène, à celui de la résistance d'une pièce homogène fictive. Dès lors, tous les résultats généraux et classiques obtenus dans ce dernier cas s'étendent au premier, et, par conséquent, pour avoir les valeurs de  $N$ ,  $M$ ,  $T$  dans le cas d'un arc, celles de  $M$ ,  $T$  dans le cas d'une poutre chargée transversalement où  $N = 0$ , ainsi que les réactions des appuis, il suffira, dans chaque cas, d'adopter les valeurs bien connues qui se rapportent aux pièces homogènes.

Ainsi, si on a une poutre en béton armé de portée  $l$  encastree à ses deux extrémités et portant une charge uniforme de  $p$  kilogrammes par mètre cou-

rant, on admettra que, comme pour une poutre homogène, le plus grand moment de flexion se produira à l'encastrement et aura pour valeur :

$$\frac{pl^2}{12}$$

et que le moment de flexion au milieu, de signe contraire au précédent, sera, en valeur absolue :

$$\frac{pl^2}{24}$$

Si l'encastrement est partiel, on adoptera, au lieu de la valeur ci-dessus, une valeur intermédiaire entre elle et celle  $\frac{pl^2}{8}$ , qui se rapporte à la poutre à appuis simples, par exemple  $\frac{pl^2}{10}$ .

De même, si on a une poutre à plusieurs travées qui seront généralement égales, il suffira de prendre dans les traités ou manuels de résistance des matériaux, les valeurs tout calculées des moments de flexion, efforts tranchants et réactions des appuis se rapportant à des pièces homogènes ou, si on se trouve dans des cas spéciaux, de calculer ces valeurs comme s'il s'agissait de pièces homogènes.

De même, enfin, s'il s'agit d'un arc, on se servira des tables de Bresse relatives aux arcs homogènes pour avoir la poussée s'il s'agit d'un arc à deux rotules, de celles que M. l'ingénieur Pigeaud a récemment publiées dans les *Annales des ponts et chaussées* s'il s'agit d'un arc encastré et on choisira une valeur intermédiaire entre celles fournies par ces deux tables, si on juge qu'on a un encastrement partiel.

Dans les cas spéciaux, on calculera directement la poussée selon la formule classique se rapportant aux pièces homogènes.

Une fois la poussée connue, comme les réactions verticales se déduisent de la statique pure, on aura toutes les données nécessaires pour déterminer M, N et T graphiquement ou par le calcul pour chacune des sections qu'on voudra étudier.

*Interprétation plus correcte.* — On peut mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante, en admettant comme résultant de diverses expériences, le principe ci-après : le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé ; à partir de là, il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie. Il n'y a pas de difficulté théorique à constituer une résistance des matériaux complète édictée sur cette hypothèse jointe à celle de Navier relative à la déformation plane des sections transversales. Mais les calculs deviennent beaucoup plus complexes.

Il sera naturellement loisible aux ingénieurs d'utiliser cette manière de faire s'ils la jugent plus satisfaisante.

De quelque manière que l'on ait déterminé les valeurs du moment de flexion M, de l'effort tranchant T et de la compression de la fibre moyenne X

(laquelle est nulle dans les pièces droites chargées transversalement), on devra ensuite en tirer, au moins dans les sections les plus fatiguées, la fatigue locale. Dans cette recherche, l'article 11 prescrit de faire abstraction de toute résistance à l'extension du béton. Cette prescription n'a rien de contradictoire avec celle qui prescrit d'en tenir compte dans les calculs de déformation. En fait, le béton se fendille plus ou moins du côté de l'armature tendue, mais sans qu'il résulte de ces fissures microscopiques ou peu profondes, une modification très notable dans la déformation générale des ouvrages, même si, en un point, une fissure plus marquée se produisait. Mais, en ce point, la fatigue locale s'en trouverait naturellement très accrue. Il convient donc, dans le calcul des fatigues locales, de se placer dans cette hypothèse défavorable, tandis qu'il serait excessif de s'y placer dans la recherche des déformations générales et, par suite, de celle des valeurs M, T, R, qui s'y rattachent.

*Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire.* — On va appliquer la méthode indiquée plus haut à un hourdis (fig. 2) assimilé à un simple T, dont la hauteur est  $h$ , la largeur d'aile  $b$ , la largeur de la nervure  $b'$ ,

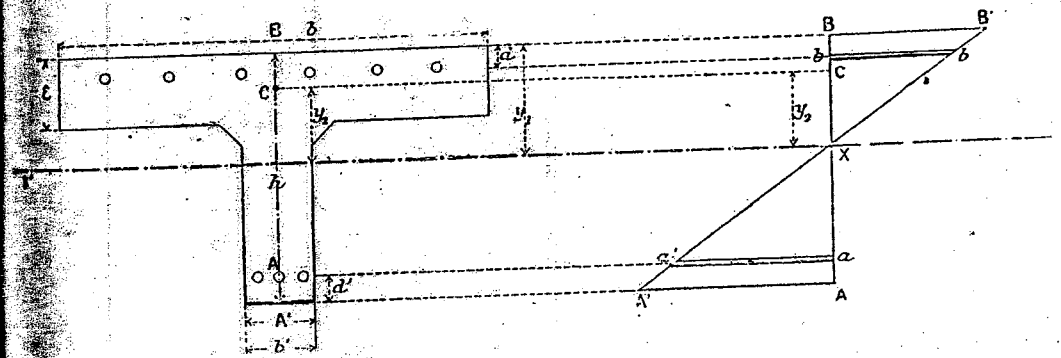


Fig. 2.

Fig. 3.

l'épaisseur d'aile  $a$  et dont l'armature du côté de la compression a une section totale  $\omega$ , sa distance moyenne au parement comprimé étant  $d$ , du côté de l'extension, la section  $\omega'$ , a une distance moyenne  $d'$  du parement tendu. Si la première n'existait pas, on ferait  $\omega = 0$ .

Soit  $Y_1$  la distance inconnue de l'axe neutre  $XX$  au parement comprimé B. Sur la figure 3, la section du hourdis est projeté suivant la droite AB. Les ordonnées de la droite  $XB'$  représentent les compressions du béton et, au facteur  $m$  près l'ordonnée  $bb'$  représente la compression de l'armature comprimée et  $aa'$  représente la tension de l'armature tendue. Soit  $K$  le coefficient angulaire de la droite  $B'XA'$  ou la tangente trigonométrique de l'angle  $B'XB$ .

a. *Flexion simple.* — S'il s'agit de la flexion simple  $N = 0$ , en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M, c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leurs moments relativement à



pour déterminer la distance  $XB = Y_1$  de l'axe neutre à la face comprimée, l'équation du second degré :

$$(16) \quad 0 = \frac{b' y_1^2}{2} + (b - b') \varepsilon \left( y_1 - \frac{\varepsilon}{2} \right) + m \omega (y_1 - d) - m \omega' (h - d' - y_1)$$

puis, pour déterminer le coefficient angulaire  $K$  :

$$(17) \quad \frac{M}{K} = \frac{b' y_1^3}{6} + (b - b') \varepsilon^2 \left( \frac{y_1}{2} - \frac{\varepsilon}{3} \right) + m \omega (y_1 - d) d - m \omega' (h - d' - y_1) (h - d')$$

où le second nombre est connu, ainsi que  $M$ .

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire  $b' = b$ , ce qui donne :

$$(18) \quad 0 = \frac{b y_1^2}{2} + m \omega (y_1 - d) - m \omega' (h - d' - y_1);$$

$$(19) \quad \frac{M}{K} = \frac{b y_1^3}{6} + m \omega (y_1 - d) d - m \omega' (h - d' - y_1) (h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16) de remplacer  $Y_1$  par  $\varepsilon$ , ce qui donne :

$$\frac{b \varepsilon^2}{2} + m \omega (\varepsilon - d) - m \omega' (h - d' - \varepsilon).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18). C'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base  $b$  et de hauteur  $h$ .

Quand on a déterminé les deux inconnues  $Y_1$  et  $K$ , on aura pour la compression maximum  $R_b$  du béton :

$$(20) \quad R_b = K y_1$$

pour la compression  $R_a$  et l'extension  $R'_a$  des armatures :

$$(21) \quad \begin{cases} R_a = m K (y_1 - d); \\ R'_a = m K (h - d' - y_1). \end{cases}$$

b. *Flexion composée.* — On connaît dans ce cas la compression  $N$  et la position du centre de pression  $C$ , point d'application de la résultante des forces extérieures. Désignons par  $c$  la distance de ce point à la face comprimée, cette distance étant comptée positivement si  $C$  tombe dans la

la raison qui sera donnée dans un instant, de déterminer la position de la fibre neutre par sa distance  $XC = Y_2$  (fig. 3 page 11) au centre de pression  $C$  que par sa distance  $Y_1$  au parement comprimé. On écrira que la résultante des forces élastiques coïncide avec  $N$ . Donc, la somme des moments des forces élastiques par rapport au point  $C$  est nulle, ce qui donne une équation du troisième degré servant à déterminer  $Y_2$ , c'est-à-dire la position de l'axe neutre  $X'XC$ . Cette équation, dans le cas où cet axe tombe dans la nervure est la suivante :

$$(22) \quad \frac{b' y_2^3}{6} - b \left[ \frac{c^2}{2} y_2 + \frac{c^3}{3} \right] + (b - b') \left[ \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^3}{3} \right] + m \omega (y_2 + c - d) (-c + d) - m \omega' (h - d' - c - y_2) (h - d' - c) = 0.$$

On voit que cette équation est de la forme :

$$(23) \quad y_2^3 + p y_2 + q = 0,$$

les coefficients numériquement connus  $p$  et  $q$  ayant les expressions suivantes :

$$(24) \quad \begin{cases} p = -\frac{3b}{b'} c^2 + 3 \left( \frac{b}{b'} - 1 \right) (c - \varepsilon)^2 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d) + \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c); \\ q = -\frac{2b}{b'} c^3 + 2 \left( \frac{b}{b'} - 1 \right) (c - \varepsilon)^3 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c)^2. \end{cases}$$

Le terme en  $y_2^2$  manque, ce qui facilite la résolution de l'équation et justifie l'emploi fait de l'inconnue  $y_2$ .

Quand  $y_2$  a été trouvée, on obtient l'inconnue auxiliaire  $K$  immédiatement par l'équation :

$$(25) \quad \frac{N}{K} = \frac{b' y_2^2}{2} + b c \left( y_2 + \frac{c}{2} \right) + (b - b') \left[ (-c + \varepsilon) y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} \right] + m \omega [y_2 + c - d] - m \omega' [h - d' - c - y_2],$$

où le second membre est connu, ainsi que  $N$ .

Ces formules supposent que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, comme aussi dans le cas d'une section rectangulaire de base  $b$  et de hauteur  $h$ , il suffit d'y faire  $b' = b$ , ce qui donne :

$$(26) \quad p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b} (c - d) + \frac{6m\omega'}{b} (h - d' - c);$$

$$(27) \quad q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b} (c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b} (h - d' - c)^2.$$

Enfin, dans le cas d'un hourdis, pour savoir si l'axe neutre tombe dans la nervure ou dans le hourdis, il suffira de vérifier si le premier membre de l'équation (23) a, ou non, des signes contraires, aux deux extrémités de la nervure.

Quand les inconnues  $y_2$  et  $K$  sont déterminées, on tirera de la première :

$$(28) \quad y_1 = y_2 + c,$$

pour la distance de l'axe neutre au parement comprimé, et alors, la compression  $R_c$  du béton, la compression  $R'_c$  et la tension  $R'_a$  des armatures par unité de surface, se déterminent par les formules (20) et (21).

*Remarques au sujet du calcul des hourdis.* — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 4), on détache une nervure aux deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie  $\alpha\alpha'\beta\beta'$  de largeur

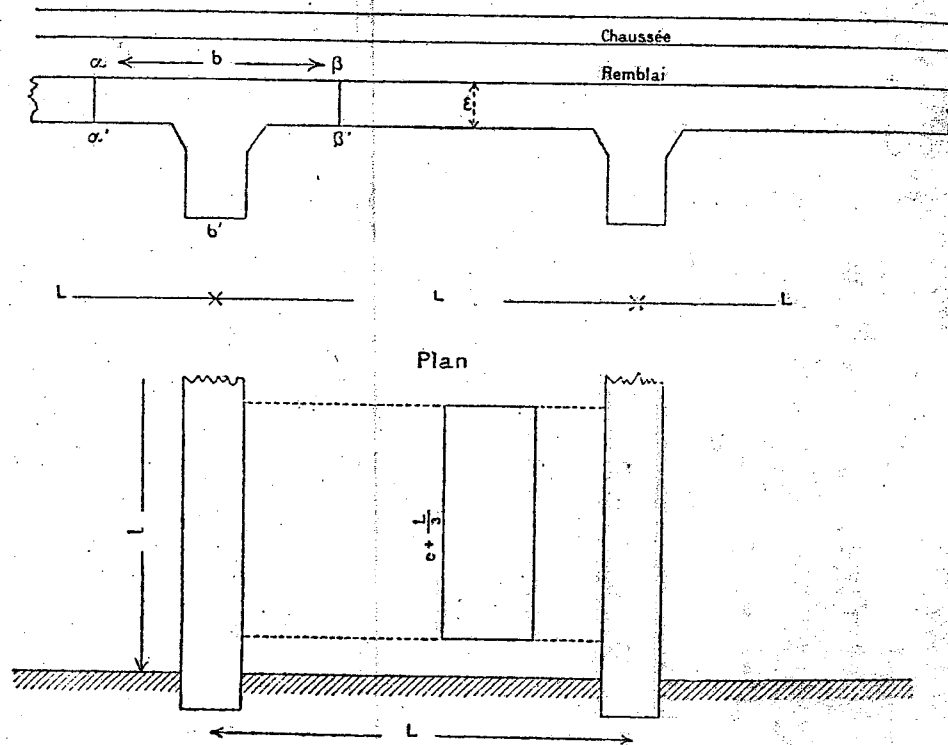


Fig. 4. — Coupe transversale.

$\alpha\beta = b$ , sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.

Cette largeur  $b$  doit être en rapport avec l'épaisseur  $\varepsilon$  du hourdis, l'écartement  $L$  des nervures et leur portée  $l$ . Il convient de ne jamais dépasser pour la largeur  $b$  le tiers de la portée  $l$  des nervures, ni les  $\frac{3}{4}$  de leur écartement  $L$ .

En ce qui touche le plancher lui-même, s'il a à supporter des charges concentrées entre deux nervures, il doit être pourvu de deux séries de barres horizontales dans des directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de largeur du hourdis

au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis.

Et alors, pour calculer l'épaisseur  $\varepsilon$  du plancher, on admet que la charge isolée peut être remplacée (fig. 4 plan) par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement  $e$  égal à la somme des épaisseurs : 1° du hourdis lui-même soit  $\varepsilon$ ; 2° s'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement  $e + \frac{L}{3}$ ,  $L$  étant l'écartement des nervures.

La charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande du hourdis, de la largeur  $e + \frac{L}{3}$  sans concours des parties adjacentes, par conséquent, par une poutre de section rectangulaire  $(e + \frac{L}{3})\varepsilon$  et de portée  $L$ , s'appuyant sur deux nervures consécutives.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales, d'écartements respectifs  $L$  et  $L'$ , pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée  $L$ , on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de portée  $L$  existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1 + 2 \frac{L'}{L}}$$

On fera de même en permutant les lettres  $L$  et  $L'$  pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée  $L'$ .

*Adhérence.* — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, tendue par exemple, on observera que si, dans deux sections voisines  $AB$ ,  $A'B'$  d'une pièce (fig. 5), espacées d'une longueur  $\Delta$ , on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs  $R'_a$  et  $R''_a$  par minute de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega'R'_a \quad \text{et} \quad \omega'R''_a.$$

Supposons, pour fixer les idées,  $R''_a > R'_a$ , c'est la différence  $\omega'(R''_a - R'_a)$  qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur  $\Delta$ , dans sa gaine de béton. Si donc le périmètre total des armatures tendues est  $\gamma'$  l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{\gamma'\Delta}$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur à la limite imposée pour l'adhérence par l'article 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont suffisamment solidarisisés avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaine de béton, alors la force  $F$  de cisaillement de celles de



ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur  $\Delta$ , considérée ou le produit de la section cisailée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

$$\omega' (R''_a - R'_a),$$

et il suffit que le rapport :

$$\frac{\omega' R''_a - R'_a - F}{\kappa' \Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la force  $F$ . Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

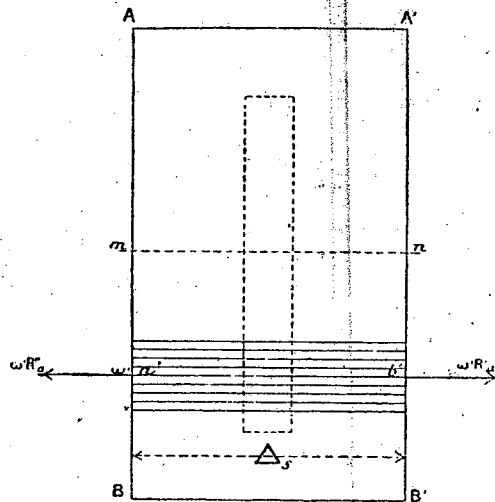


Fig. 5.

*Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant.* — Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales AB et A'B' distantes de  $\Delta$ , et portant l'armature longitudinale  $a'b'$  du côté de l'extension. Faisons dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature  $a'b'$  et le plan des fibres neutres une section  $mn$  parallèle à ce plan. Soit  $\omega_b$  l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton normalement à  $mn$  et  $m'n'$  la portion  $mnBB'$  de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions  $\omega'R'_a$  et  $\omega'R'_a$  des armatures, et de l'effort longitudinal ou de cisaillement suivant  $mn$ . Donc, cet effort, par unité de surface :

$$\frac{\omega' (R''_a - R'_a)}{\omega_b} \quad (a),$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent efficacement au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort  $(a)$  reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

ART. 12. — *Flambement.* — Pour s'assurer contre le flambement des pièces comprimées, on peut faire usage de la règle de Rankine, qui se traduit par l'inégalité suivante :

$$(29) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{k l^2}{10,000 r^2} \right) < R_b.$$

$N$  est l'effort de compression : s'il varie notablement d'une extrémité à l'autre de la pièce, on prendra la valeur relative à la section médiane, située à égale distance des extrémités ;  $l$  est la longueur de la pièce ;  $r$ , le rayon de giration minimum de la section transversale qui, dans le cas fréquent d'une pièce symétrique,  $a$ , soit la direction de l'axe de symétrie, soit la direction perpendiculaire.

$R_b$  est la limite de fatigue admissible pour le béton armé (art. 4, p. 5). Enfin  $k$  est un coefficient numérique dépendant des conditions auxquelles la pièce est soumise à ses extrémités, et qui a les valeurs ci-après :

CONDITIONS RELATIVES AUX EXTRÉMITÉS.	$k$ .	OBSERVATIONS.
Pièce encastrée à un bout, libre à l'autre.	4	Si l'encastrement est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1.2 et 1.
Pièce articulée aux deux bouts.	1	
Pièce encastrée à un bout, articulée à l'autre.	1.2	
Pièce encastrée aux deux bouts.	1.2	Si l'un des encastrements est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1.1 et 1.2. Si les deux sont imparfaits, une valeur moyenne entre 1.1 et 1.

Quand la pièce comprimée est de grande longueur il arrive que l'unité est négligeable devant le nombre  $\frac{k l^2}{10,000 r^2}$ . L'inégalité qui exprime la condition de stabilité peut alors être mise sous la forme simplifiée :

$$\frac{N}{\Omega} \frac{k l^2}{10,000 r^2} < R_b$$

ou

$$(30) \quad N < \frac{10,000 \Omega r^2}{k l^2} R_b.$$

La valeur moyenne de  $R_b$  est d'environ  $50 \times 10^3$  (50 kilogrammes par centimètre carré). Le coefficient d'élasticité longitudinale du béton est, en moyenne, le dixième de celui de l'acier, soit :

$$E_b = 2 \times 10^9.$$

D'où il résulte que le produit  $10,000 R_b$  est sensiblement égal à

$$\frac{\pi^2 E_b}{4},$$

ce qui permet d'écrire la condition (30) sous la forme :

$$(31) \quad N < \frac{1}{4k} \frac{\pi^2 \Omega r^2}{l^2} E_b.$$

C'est la formule d'Euler, avec un coefficient de sécurité égal à 4.

On voit donc que les indications fournies par cette formule concordent avec celles de la règle de Rankine pour les pièces de grande longueur.

Si la pièce soumise à un effort de compression  $N$  est, en même temps, sollicitée par un moment de flexion dont l'effet ne peut être considéré comme négligeable (cas d'une charge désaxée, poussée du vent, etc.), il convient de compléter la condition de stabilité exprimée par l'inégalité (29) en y introduisant la valeur du travail maximum de compression déterminé, dans la section médiane, par le moment fléchissant  $M$ .

Ce travail a pour expression :

$$\frac{Mv}{I} \text{ (formule 3)}; \quad \text{ou} \quad \frac{Nv_0v}{\Omega r^2} \text{ (formule 11).}$$

La règle de Rankine se traduit alors par l'une ou l'autre des inégalités suivantes :

$$(32) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{kl^2}{10,000 r^2} \right) + \frac{Mv}{I} < R_b;$$

$$(33) \quad \frac{N}{\Omega} \left( 1 + \frac{kl^2}{10,000 r^2} + \frac{v_0v}{r^2} \right) < R_b.$$

### III. — CHAPITRE IV.

Les instructions relatives à l'exécution des travaux et aux épreuves se justifient d'elles-mêmes et n'ont pas besoin de commentaire. On se bornera à rappeler que le béton armé ne vaut que par la perfection de son exécution. Les accidents survenus sont en général dus à la médiocre qualité des matériaux ou à leur mauvais emploi. Il convient donc d'exercer une surveillance toute spéciale sur la provenance, la pureté des matériaux, leur dosage, celui de l'eau employée à la confection du béton, son damage, son bourrage le long des armatures, le solide arrimage de celles-ci, etc.

Quant aux épreuves, elles peuvent, dans certaines circonstances, être simplifiées, moyennant justification. Mais il convient encore ici de ne pas chercher des économies ou des facilités qui puissent faire courir un risque quelconque à la sécurité publique.

## INSTRUCTIONS RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

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

#### A. — Surcharges.

ARTICLE PREMIER. — Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques de mêmes destinations par le règlement du 29 août 1891 (1).

ART. 2. — Les combles en béton armé seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au règlement du 17 février 1903 (2), relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

ART. 3. — Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs de réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

#### B. — Limites de travail ou de fatigue.

ART. 4. — La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0.28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après quatre-vingt-dix jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de vingt centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

ART. 5. — Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'article précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse, quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante-centièmes (0.60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4.

ART. 6. — La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0.10) de celle spécifiée à l'article 4 pour la limite de fatigue à la compression.

ART. 7. — La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée pour le métal employé aux armatures est la moitié de sa limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque

(1) Voir 2<sup>e</sup> série, tome IV, page 473.

(2) Voir 2<sup>e</sup> série, tome XIII, page 56.

projet. Toutefois pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante-centièmes (0.40) au lieu de moitié de la limite apparente d'élasticité.

ART. 8. — Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 p. 100.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

## II. — Calculs de résistance.

ART. 9. — Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions 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, toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dilatables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

ART. 10. — Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

ART. 11. — La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

ART. 12. — Pour les pièces comprimées on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois, on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élançement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'article 4.

ART. 13. — Le devis devra indiquer les qualités et dosage des matières entrant dans la composition du béton; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

## III. — Exécution des travaux.

ART. 14. — Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et aux décintrements inclusivement.

ART. 15. — Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couches dont l'épais-

seur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas 0<sup>m</sup>,05 après damage, à moins qu'on n'emploie des cailloux.

ART. 16. — Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfait damage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier, ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres, de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

ART. 17. — 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.

ART. 18. — Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

ART. 19. — En temps de gelée le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'article précédent.

ART. 20. — Pendant quinze jours au moins après son exécution, l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

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 supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

## IV. — Épreuve des ouvrages.

ART. 21. — Les ouvrages en béton armé qui intéressent la sécurité publique seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mises en service seront insérées au cahier des charges. Les flèches maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi, du moins autant que l'on pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins de 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

ART. 22. — Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'ingénieur.

Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

ART. 23. — Les ponts en béton armé seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement, elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges.

Art. 24. — Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

Art. 25. — Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

*Le ministre des travaux publics,  
des postes et des télégraphes,*

Louis BARTHOU.

Annexé à la circulaire en date de ce jour.

CONSEIL GÉNÉRAL  
des  
PONTS ET CHAUSSÉES

## EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

### RAPPORT DE LA COMMISSION

*nommée par le conseil général des ponts et chaussées  
dans sa séance du 15 mars 1906 (1).*

Nous pensons, dans ce rapport, pouvoir être très bref : parce que la commission a fait son possible pour que les projets d'instructions et de circulaire qu'elle a préparés forment un tout qui puisse suffire aux ingénieurs et, par conséquent, au conseil.

Nous devons seulement indiquer dans quel ordre d'idées on a cru devoir remanier les projets de règlement et de circulaire préparés par la commission du ciment armé, et nous nous empressons de dire que les différences portent plutôt sur la forme que sur le fond, tout en n'étant pas sans importance.

En tout cas, nous n'avons cru devoir rien faire sans avoir pris l'avis des deux principaux représentants actuels de la commission du ciment armé : son rapporteur M. l'inspecteur général Considère et son président depuis la retraite de M. le président Lorieux : M. l'ingénieur en chef Résal.

Cette commission, en effet, a accompli une œuvre considérable à laquelle elle a consacré quatre années et dont les pièces mises entre les mains des membres du conseil, à savoir : les projets de règlement et de circulaire préparés par elle et le magistral rapport du plus qualifié en la matière, M. l'inspecteur général Considère, ne donnent malgré leur importance, qu'une idée imparfaite. Il faut en outre avoir examiné les procès-verbaux des expériences de longue haleine auxquelles la commission s'est livrée avec le concours de M. l'ingénieur Mesnager et du laboratoire de l'école des ponts et chaussées pour pouvoir apprécier toute l'étendue et la portée de son œuvre. Aussi, convenait-il de n'y toucher qu'avec la plus grande réserve et en ayant son avis. C'est dans cette pensée que nous avons cherché à remplir la mission que le conseil nous a fait l'honneur de nous confier, mission fort délicate ; car si le béton armé est de plus en plus apprécié dans ses effets, il est encore bien imparfaitement connu dans ses causes. Plus on y réfléchit, plus on sent qu'il y a là nombre de phénomènes qui demeurent obscurs. Dans ces conditions, il n'est pas aisé d'arriver à la précision désirable dans les instructions à donner aux ingénieurs, tout en ne les entravant pas dans la voie du progrès qui reste

(1) Commission composée de : MM. Maurice Lévy, inspecteur général de 1<sup>re</sup> classe, président et rapporteur ; de PRÉAUDEAU, VÉILLART, inspecteurs généraux de 2<sup>e</sup> classe.

ouverte. C'est sans doute le sentiment de ces difficultés qui a arrêté la commission du ciment pendant plusieurs années. C'est lui aussi qui doit nous servir d'excuse pour les quelques semaines de réflexion que nous avons prises.

Nous avons cherché à aller vite. Peu de jours après sa désignation, la commission s'est réunie. Elle a tenu deux séances auxquelles ont été convoqués MM. Considère et Résal. Là, on a discuté contradictoirement tous les articles du projet de règlement de la commission du ciment armé, ainsi que le projet de circulaire et le rapport de M. Considère qui l'accompagne.

Puis la commission s'est ajournée en chargeant le soussigné de préparer ses propositions.

Dans l'intervalle, le soussigné a reçu, au nom de la minorité de la commission du ciment armé, un projet de règlement signé par M. l'ingénieur en chef Rabut et M. l'ingénieur Mesnager, deux membres très qualifiés, eux aussi, de ladite commission.

Leurs observations portaient sur deux points ; l'un relatif à la valeur du coefficient d'élasticité du béton, l'autre tendant à ce que les prescriptions contenues dans le projet de règlement relativement aux calculs de résistance des matériaux soient de beaucoup abrégées et réduites à quelques indications générales, de façon à éviter tout ce qui pourrait tendre à restreindre, en cette matière, la liberté scientifique des ingénieurs, sauf à reporter dans la circulaire les explications ou les conseils que l'on pourrait juger utile de leur donner.

Sur ce dernier point, tout le monde a fini par tomber d'accord et c'a aussi été le sentiment du conseil général des ponts et chaussées dans la séance où l'affaire est venue en discussion, et a été, après un échange d'observations, renvoyée à la commission que nous avons l'honneur de présider.

A l'appui de leurs observations sur le coefficient d'élasticité, MM. Rabut et Mesnager ont joint les résultats d'une série d'expériences faites par M. Mesnager, expériences que nous avons naturellement versées au dossier ainsi que diverses autres pièces, notamment un projet de règlement préparé par ces Messieurs.

Des expériences dont il s'agit, il ressort que jusqu'à un effort de 60 kilogrammes par centimètre carré le béton expérimenté par eux et composé de 300 kilogrammes de ciment de Portland pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier, est environ égal à 1/10 du coefficient d'élasticité de l'acier. C'est aussi ce qui ressort à peu près des expériences de M. le professeur Bach de Stuttgart, et de celles qui avaient été entreprises en France, dès les débuts du ciment armé, à la demande du regretté directeur des phares, Bourdelles.

C'est ainsi muni d'une part des explications échangées pendant nos deux premières séances avec les deux représentants de la majorité de la commission du ciment armé, MM. Considère et Résal, des explications fournies au nom de ceux de la minorité de la commission, que le soussigné s'est mis à l'œuvre pour préparer, non sans de fréquents scrupules, les projets d'instructions et de circulaire que la commission actuelle a l'honneur de soumettre à l'examen du conseil.

A ce mot « Règlement » employé par la commission du ciment armé, nous avons substitué le mot « Instructions » qui, tout en ayant le même caractère

obligatoire pour les ingénieurs, s'annonce comme moins permanent. Il convient, en effet, de prévoir que l'expérience des chantiers, comme celles des laboratoires et comme la théorie pourront modifier les vues qu'on a actuellement sur le ciment armé et, par suite, amener à faire des retouches aux prescriptions actuelles.

En principe, nous avons cherché à condenser ces instructions en un petit nombre d'articles, brefs et précis.

Elles sont divisées en quatre parties :

- I. Données à admettre dans les projets relatifs au béton armé ;
- II. Calculs de résistance (à appuyer sur ces données) ;
- III. Exécution des travaux ;
- IV. Épreuves des ouvrages.

I. *Données à admettre.* — Ces données comprennent deux parties distinctes : les surcharges et les coefficients de travail.

Il n'y a rien à dire relativement aux surcharges. Elles sont les mêmes pour les ouvrages en ciment armé que pour leurs similaires en d'autres matières.

La fatigue à la compression du ciment armé a été admise égale aux 28/100 de la résistance à l'écrasement du béton non armé de même composition après 90 jours de confection, cette résistance étant mesurée sur un cube de 0<sup>m</sup>,20 de côté.

La commission du ciment armé, dans son projet de règlement, n'avait indiqué la fatigue maxima à admettre que pour trois espèces de ciments qui sont formées de 800 litres de gravier, 400 litres de sable avec respectivement les trois dosages.

300, 350 et 400 kilogrammes de Portland.

Elle a trouvé pour ces bétons respectivement les résistances suivantes en kilogrammes par cm<sup>2</sup> :

Au bout de 28 jours :

107, 120, 133 kilogrammes.

Au bout de 90 jours :

160, 180 et 200 kilogrammes.

Elle admet dans son règlement les limites de fatigue ci-après :

46, 52, 58 kilogrammes.

La règle que nous proposons donne :

44,8, 50,4, 56 kilogrammes.

c'est-à-dire sensiblement les mêmes chiffres. Nous sommes donc d'accord avec elle et notre formule a l'avantage de s'étendre à d'autres ciments de compositions très variables qui peuvent être employés dans la pratique.

Mais ce n'est pas sans hésitation que nous avons suivi la commission sur ce point. Ce taux de fatigue des 28/100 de la résistance après 90 jours est élevé et beaucoup plus élevé que les chiffres similaires admis dans d'autres règlements, notamment dans les règlements allemands ou suisses. Là où nous

admettons une fatigue de 31 kilogrammes, on n'admettrait guère que 30 à 35 kilogrammes.

MM. Résal et Considère, au nom de la commission du ciment armé, ont insisté pour le maintien des chiffres proposés par cette commission après une longue discussion en présence des représentants de l'industrie qui ont fait partie de la commission. Ils ont fait valoir que les chiffres admis sont ceux couramment usités dans la pratique et l'industrie ne pourrait pas se contenter de chiffres notablement moindres. M. Considère nous a fait connaître depuis que les règlements étrangers sont déjà anciens eu égard aux rapides progrès accomplis par le béton armé; qu'ils donnent lieu, au point de vue spécial dont il s'agit, à des réclamations de la part des constructeurs et que vraisemblablement soit par tolérance, soit par une modification aux prescriptions existantes, on sera amené à élever notablement le taux de fatigue admis à une époque où on n'avait pas encore, en matière de béton armé, l'expérience acquise depuis.

Nous verrons d'ailleurs que les données adoptées pour les calculs de résistance sont de nature à rassurer sur les valeurs élevées adoptées pour les taux de fatigue aux articles 4 et 5.

Ce dernier article permet de majorer le taux normal de fatigue admis à l'article 4.

Il constitue une innovation relativement aux instructions étrangères qu'il nous a été donné de consulter, en ce qu'il encouragera les constructeurs à porter leur attention non seulement sur les armatures longitudinales, mais aussi sur les armatures transversales qui ont une influence considérable sur la solidité de ce genre de constructions. Il mérite d'être conservé. Il est formulé sous forme générale dans les instructions. Le commentaire qu'y donne la circulaire avec le coefficient de majoration  $(1 + m' \frac{V'}{V})$  guidera les ingénieurs dans l'adoption du taux de la majoration suivant le cas. Par une sorte d'interprétation rapide, on peut avec une suffisante approximation, passer des cas spécifiés dans la circulaire à des cas différents pour le choix du coefficient  $m'$  qui seul reste à l'appréciation des ingénieurs.

II. *Calculs de résistance.* — On voit que nos instructions se bornent à quelques prescriptions générales qui laissent aux ingénieurs la plus absolue liberté dans les méthodes de calcul qu'ils croiront devoir employer, sous la seule réserve de ne pas substituer les méthodes empiriques des spécialistes aux méthodes plus sûres tirées de la résistance des matériaux ou de la théorie de l'élasticité. Mais comme, d'autre part, il est à notre connaissance que beaucoup d'ingénieurs seraient très heureux d'avoir quelques indications qui puissent leur servir de guides dans ces calculs nouveaux pour beaucoup d'entre eux, nous avons, dans la circulaire, cherché à donner à ce désir la satisfaction la plus large possible, tout en y faisant remarquer que les formules et même les méthodes indiquées n'ont aucun caractère obligatoire et que toutes autres méthodes, pourvu qu'elles soient rationnelles, seront admises par l'administration.

Nous devons insister, non sur les formules contenues dans la circulaire et qui sont déduites des principes de la résistance des matériaux relatifs aux pièces à sections hétérogènes, mais sur l'une des données qui y est indiquée

ou conseillée et qui, comme celle signalée plus haut à l'occasion de l'article 5, innove relativement à ce qui existe et est de nature, comme nous l'avons fait pressentir plus haut, à atténuer sensiblement ce que le taux élevé de fatigue à la compression du béton admis aux articles 4 et 5 peut avoir de hardi. Il s'agit d'un nombre que l'on admet dans les calculs de résistance pour exprimer l'équivalence, à section égale, entre le béton et l'armature. Dans les formules de la plupart des auteurs français et étrangers, on admet que dans la compression d'un prisme armé, chaque centimètre carré de l'armature longitudinale supporte une part de charge  $m$  fois plus grande que ne le ferait un centimètre carré de béton occupant la même place.

Théoriquement, le nombre  $m$  serait le rapport entre les modules d'élasticité du métal et celui du béton, MM. Rabut et Mesnager demanderaient que ce nombre fût pris égal à 10. En Suisse et en Allemagne, comme aussi d'après les auteurs français et belges, on adopte de préférence la valeur 15.

Il est vraisemblable qu'avec ce dernier chiffre on attribue souvent au métal une influence plus grande que la réalité, et au béton une influence trop faible, de sorte que celui-ci supportera en réalité une fatigue plus grande que celle que supposent les calculs.

L'innovation de la circulaire consiste à proposer pour ce nombre  $m$ , non pas une valeur immuable, telle que 10 ou 15, mais une valeur dépendant à la fois des dispositions de l'armature longitudinale et de celles des armatures transversales ou obliques qui les solidarisent. On admet que le nombre  $m$  peut ainsi varier, suivant que les dispositions des armatures sont plus ou moins bien combinées entre un minimum de 8 et un maximum de 15.

Cette manière de faire semble très rationnelle théoriquement, outre qu'elle s'ajoute aux prescriptions de l'article 5 des instructions, pour inciter les praticiens à bien étudier les dispositions combinées des armatures longitudinales et transversales.

Nous nous sommes assuré d'ailleurs qu'on arrive ainsi à un coefficient de sécurité bien plus constant qu'avec les ouvrages calculés dans l'hypothèse de la constance de  $m$ , ce qui diminue sensiblement le danger pouvant résulter du coefficient de fatigue élevé qu'on a adopté aux articles 4 et 5 des instructions.

Pour bien comprendre le genre de vérification que nous avons poursuivi, il convient de préciser le sens qu'on attache à l'expression : *coefficient de sécurité*.

Supposons une colonne en béton armé où, d'après les *calculs de résistance*, le béton travaille à raison de 50 kilogrammes par  $\text{cm}^2$ , tandis qu'un cube du même béton non armé se romprait après 90 jours sous une charge de 200 kilogrammes par  $\text{cm}^2$ .

On dira que le coefficient de sécurité est 4. Mais (et cette observation s'applique aussi aux ouvrages autres que ceux en béton armé), ce n'est là qu'un coefficient conventionnel, le seul en général qu'on puisse fixer et dont il faut, par suite, se contenter dans la pratique. Le vrai coefficient de sécurité ne pourrait s'obtenir qu'en rompant non plus un cube de béton non armé, mais en rompant la colonne elle-même. Or, il est probable que, même abstraction faite du flambage que nous supposons combattu, la colonne se romprait



sous une charge autre que le cube de béton. Si elle n'était pas armée elle se romprait sous une charge un peu plus faible en raison des points faibles que comporte un ouvrage de plus grandes dimensions et moins bien soigné, dans ses moindres détails, qu'un échantillon cubique de 0<sup>m</sup>,20 de côté. Grâce à l'armature, et c'est là son but ou du moins l'un d'eux, il se peut que la colonne supporte, avant rupture, une charge égale ou supérieure à celle qu'a pu supporter l'échantillon cubique.

Dans le premier cas, le coefficient de sécurité conventionnellement rapporté à cet échantillon serait trompeur et illusoire. Dans le second, au contraire, il serait très sûr, puisqu'il ne pourrait qu'être égal ou inférieur au coefficient de sécurité réel.

En tout cas, ce dernier ne peut s'obtenir que par destruction directe de l'ouvrage considéré. Ce coefficient réel nous l'avons déterminé sur un prisme déterminé, sur un prisme de béton armé à base carrée de 0<sup>m</sup>,25 de côté et de 1 mètre de hauteur portant diverses armatures, à l'aide d'expériences de rupture très précises de M. le professeur Bach. Aux charges de rupture expérimentalement déterminées, nous comparons les fatigues qui résulteraient :

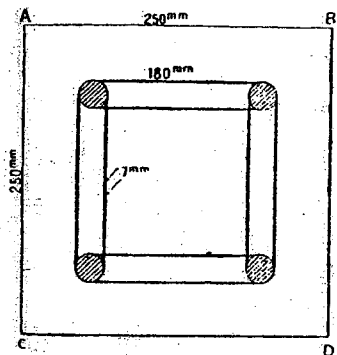
1° De l'emploi des formules de résistance avec un coefficient *m* constant et égal à 15 ;

2° De l'emploi des formules avec un coefficient *m* variable entre 8 et 15 selon les règles indiquées dans la circulaire et en faisant d'après ces règles des interpolations à vue et avec les majorations de la fatigue admises par l'article 5 des instructions pour l'emploi des coefficients de majoration :

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

le coefficient *m'* étant également obtenu dans chaque cas, d'après les règles indiquées dans la circulaire.

Voici les données expérimentales et les résultats obtenus :



Section du prisme :

$$\Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

Volume *V'* des ligatures :

$$V' = 62 \text{ cm}^3 \cdot 645$$

Les prismes essayés (fig. ci-dessus) ont une section carrée ABCD de 250 millimètres de côté. Ils sont armés de 5 tiges éloignées d'axe en axe de 180 millimètres et ayant des diamètres *d* variables de 15 à 30 millimètres.

Ces tiges longitudinales sont réunies deux à deux par des tiges formant ligatures transversales doubles suivant les quatre côtés d'un carré. Toutes ces tiges ont 7 millimètres de diamètre. L'écartement de ces armatures transversales dans le sens de l'axe du prisme varie de 0<sup>m</sup>,25 à 0<sup>m</sup>,0625.

Voici le résumé des cinq séries d'expériences :

TABEAU I.

N° de l'expérience.	DIAMÈTRE <i>d</i> des armatures longitudinales.	ÉCARTEMENT des armatures transversales.	VALEUR MOYENNE de la charge de rupture.	SECTIONS des armatures longitudinales.
	mm.		Kgs par cm <sup>2</sup> .	$\omega = 4 \frac{\omega l^2}{400} \text{ cm}^2$
1	2	3	4	5
1	15 <sup>mm</sup>	25 <sup>cm</sup> 00	163	7,1 cm <sup>2</sup> .
2	15	12 50	177	7,1
3	15	6 25	205	7,1
4	20	25 00	170	12,6
5	30	25 00	190	28,3

Ajoutons que la charge de rupture du prisme non armé a été trouvée de . . . . . 141 k. 95 et celle d'un mètre cube de ce béton de . . . . . 175 k. 95

En supposant *m* = 15 et appelant *R<sub>b</sub>* la fatigue admise pour le béton, la charge totale *N* que pourrait supporter le béton serait :

$$N = R_b (625 + 15 \omega) \quad [A]$$

En prenant *R<sub>b</sub>* = 33 kilogrammes, ce qui serait conforme aux instructions allemandes, on trouve :

$$N = 33 (625 + 15 \omega) \quad [A']$$

TABEAU II.

N° de l'expérience.	15 $\omega$ cm <sup>2</sup> .	625 + 15 $\omega$	N Kgs.	$\frac{N}{625}$	CHARGES de rupture.	COEFFICIENT de sécurité effectif.
	2	3	4	5	6	7
1	106	731	25,585	40,9	163	4,1
2	106	731	25,585	40,9	177	4,3
3	106	731	25,585	40,9	205	5,0
4	189	814	28,490	45,6	170	3,7
5	424	1,049	36,715	59,7	190	3,2

La colonne 5 donne la charge théorique par  $\text{cm}^2$  que supporte le béton de la colonne. La colonne 6, reproduction de celle 3 du tableau 1 donne les charges de rupture effectives correspondantes. En divisant les chiffres de la colonne 6 par ceux correspondants de la colonne 5 on aura dans chaque cas le coefficient de sécurité effectif. On voit qu'il a des variations très considérables. Il varie entre 5 et 3.2, ce qui indique que la formule [A], c'est-à-dire l'hypothèse de la constance de  $m$ , peut conduire à de sérieux mécomptes.

Faisons à présent les mêmes calculs en supposant  $m$  variable. En suivant les règles indiquées dans la circulaire, on est amené par des interpolations à donner à  $m$  les valeurs du tableau ci-après.

D'autre part, nous admettons en nombre rond, d'après l'article 4 des instructions, pour le béton une fatigue de 50 kilogrammes au lieu de celle de 35 admise ci-dessus, et en vertu de l'article 5 nous majorons cette fatigue d'après les coefficients de majoration :

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

ce qui porte à :

$$R_b = 50 \left( 1 + m' \frac{V}{V'} \right). \quad [B]$$

D'après les règles indiquées dans la circulaire nous sommes amené à prendre pour  $m'$  les valeurs du tableau ci-dessous. Les charges  $N$  à faire supporter à la colonne seront données par la formule :

$$N = R_b (625 + m \omega). \quad [B']$$

On a ainsi :

N°.	$m$	$m \omega$ cm <sup>2</sup>	$625 + m \omega$	ÉCARTEMENT des armatures transversales.	$m'$	$\frac{V}{V'}$	$R_b = 50$ $1 + m' \frac{V}{V'}$	$N$ Kg.	$\frac{N}{625}$	COEFFICIENT de sécurité effectif.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	10	71	696	0,25	8	0.00401	51.6	35.913	57.4	2.9
2	12	85	710	0 125	12	0.00802	51.8	38.908	62.3	2.8
3	15	106	731	0 0625	15	0.01204	62.0	55.322	72.5	2.8
4	9	113	738	0 25	8	0.00401	51.6	48.080	60.9	2.8
5	8	226	851	0 25	8	0.00400	51.6	43.911	70.2	2.7

Les chiffres de la colonne 9 sont obtenus par la formule [B']. Ceux de la colonne 11 en divisant la valeur des charges de rupture (tableau I, colonne 3) par les chiffres de la colonne 10. Et ici on voit que les coefficients de sécurité effectifs ont une constance remarquable, ce qui permet d'être plus hardi sur la fatigue théorique maximum à admettre.

III et IV. — *Exécution des travaux et épreuves des ouvrages.* — Les instructions sur ces deux matières se justifient d'elles-mêmes et nous n'avons pas à nous y arrêter ici.

En résumé la commission a fait son possible pour donner aux ingénieurs des instructions aussi précises que le comporte le sujet, à éclaircir ces instructions en tant que de besoin par la circulaire à y joindre, et à faciliter les calculs de résistance à ceux des ingénieurs qui le désirent, le tout sans empiéter en rien sur leur libre arbitre, lequel doit rester ici plus absolu que partout ailleurs puisqu'il s'agit d'une province nouvelle dans l'art de bâtir qui s'offre à leurs études et à leur activité, et dans laquelle d'ailleurs plusieurs d'entre eux ont été parmi les premiers pionniers qui ont préparé les voies actuellement suivies.

L'inspecteur général,  
président et rapporteur de la commission,  
Maurice Lévy.

Circulaire du ministre des travaux publics, des postes et des télégraphes  
aux préfets (Division des mines, 1<sup>er</sup> bureau).

Paris, le 24 octobre 1906.

Lois des 31 mars 1903, 22 avril 1905 et 17 avril 1906 relatives à l'amélioration des retraites des ouvriers mineurs. — Envoi de certificats d'admission.

Je vous adresse ci-joints les certificats d'admission concernant les bénéficiaires des lois des 31 mars 1903 (1) et 22 avril 1905 (2) domiciliés dans votre département et au sujet desquels les commissions spéciales ont eu à se prononcer au cours de leur session de 1906 ainsi que les certificats d'admission destinés aux bénéficiaires de la loi du 17 avril 1906 (art. 66) (3).

Comme l'année dernière, ces certificats sont placés, pour chaque commune, sous une enveloppe spéciale et accompagnés d'un bordereau qui devra être rempli par les soins de la préfecture ayant d'être transmis aux maires. Ce bordereau, qui servira en même temps de bordereau-récépissé, devra m'être retourné par les soins de la préfecture, après signature par chaque destinataire, ou, à défaut, par le maire.

Vous remarquerez que les certificats d'admission peuvent être de quatre sortes :

1<sup>o</sup> Les premiers sont libellés comme les titres de même nature délivrés en 1903, ils sont destinés aux bénéficiaires qui, ne s'étant pas révélés les années précédentes, ou ayant vu leurs demandes rejetées, ont fait, en 1906, une déclaration tendant à participer aux avantages de la loi du 31 mars 1903 et ont été admis par les commissions spéciales au cours de leur session de 1906.

2<sup>o</sup> Les seconds portent la mention « majoration ou allocation révisée en 1906 » et leur texte indique que la bonification a été révisée par la commission.

Ils concernent les bénéficiaires admis les années précédentes et dont la situation, au point de vue revenus, s'est modifiée en cours d'année. Les com-

(1) Voir 2<sup>e</sup> série, tome XIII, page 85.

(2) Voir 2<sup>e</sup> série, tome XIV, page 249.

(3) Voir page 162.