
DOCUMENTS OFFICIELS

ET

ADMINISTRATIFS

DE DÉCEMBRE 1903

5 décembre. — *Note provisoire sur le calcul des ouvrages en béton armé. (Section technique du génie.)*

La présente note est destinée à compléter celle du 9 avril 1903 sur les planchers en béton armé, en fournissant aux services locaux des bases précises pour la vérification des projets présentés par les constructeurs.

Cette vérification a pour but :

- 1° D'écarter les projets d'auteurs incompetents ;
- 2° D'éviter les allégements exagérés auxquels peut conduire la concurrence.

Pour le premier objet, l'examen des références serait à la rigueur suffisant. Mais pour le second, l'expérience des adjudications analogues paraît montrer la nécessité d'assigner aux constructeurs des limites de fatigue des matériaux qu'ils ne devront pas dépasser. Et comme les taux de fatigue calculés diffèrent selon les méthodes de calcul, on a dû faire choix de l'une de celles-ci, qui va être exposée ci-après ¹.

1. Cette méthode, dans son principe et ses données essentielles (limites de fatigue, position de la surface neutre, etc.), est celle de M. l'ingénieur en chef Rabut, professée à l'École des Ponts et Chaussées, et appliquée depuis plusieurs années à tous les ouvrages en béton armé de la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest.

On l'emploiera à la vérification des projets toutes les fois que ceux-ci ne s'écarteront pas sensiblement des dispositions usuelles pour lesquelles elle a été éprouvée, ainsi qu'il sera dit à la fin de la présente note.

Afin d'éviter toute surprise aux constructeurs, le programme du concours les invitera à prendre connaissance de ladite méthode de vérification, soit au bureau de la chefferie, soit dans le fascicule de la *Revue du génie* qui la reproduira (documents officiels).

En principe, la vérification aura pour sanction l'admission ou l'exclusion pure et simple des divers concurrents, car ceux-ci doivent conserver leur responsabilité, et le service du génie ne peut entrer dans la voie de corriger les nombreux projets présentés à ses adjudications de béton armé. C'est seulement dans le cas où l'on reconnaîtrait qu'une amélioration de peu d'importance — n'entraînant pas une augmentation de plus de 1/10 environ dans la masse du métal ou dans celle du béton, — suffirait à rendre un projet satisfaisant, qu'il y aurait lieu d'admettre un concurrent à modifier son projet.

Il ne sera pas nécessaire de faire porter la vérification sur toutes les natures d'ouvrages figurant au marché, mais seulement sur celles qu'on jugera les plus dignes d'attention.

En tout état de cause, les projets admis au concours seront toujours transmis au Ministre avec le dossier du marché.

On va étudier successivement les éléments de construction ci-après, qui se rencontrent le plus fréquemment dans les bâtiments militaires :

PIÈCES COMPRIMÉES. — Piliers (fig. 1).

PIÈCES FLÉCHIES. — Hourdis d'épaisseur uniforme (fig. 2 et 3).

Planchers à hourdis supérieur et nervures apparentes (fig. 4 et 5).

Planchers à hourdis supérieur, hourdis inférieur, et nervures non apparentes (fig. 7).

Dalles appuyées sur quatre côtés (fig. 8).

OUVRAGES NE RENTRANT PAS DANS LES CATÉGORIES PRÉCÉDENTES.

PIÈCES COMPRIMÉES

PILIERS.

Le métal et le béton subissant des raccourcissements égaux, leurs réactions sont proportionnelles au produit de la section de chacun d'eux par son coefficient d'élasticité.

L'effort total se partage ainsi entre le métal et le béton dans le rapport

$$\frac{E \Omega}{E' \Omega'}$$

Le coefficient d'élasticité du fer, E , est égal à 20×10^9 . Celui du béton, égal à 2×10^9 sous faible charge, décroît lorsque la charge augmente, et peut être pris égal à 1×10^9 dans les limites de travail ordinairement imposées aux poteaux. On peut donc admettre que dans ces limites $E = 20 E'$, et que par conséquent le rapport de répartition de l'effort entre le fer et le béton est

$$\frac{20 \Omega}{\Omega'}$$

Il suffira donc, pour calculer la fatigue du béton, d'ajouter à sa surface celle du fer multipliée par 20, et de diviser la charge totale par la somme ainsi obtenue.

Cette fatigue ne devra pas dépasser 25 kg par centimètre carré pour les piliers des types qui se rencontrent ordinairement dans les bâtiments militaires, c'est-à-dire dont les armatures transversales sont espacées, par exemple, de 0,50 m environ, et dont la hauteur peut atteindre, sans le dépasser beaucoup, le vingtuple de la plus petite dimension transversale.

Le fer n'exige pas de vérification, son taux de fatigue étant lié à celui du béton et n'arrivant qu'à 5 kg par millimètre carré, quand ce dernier atteint la limite assignée.

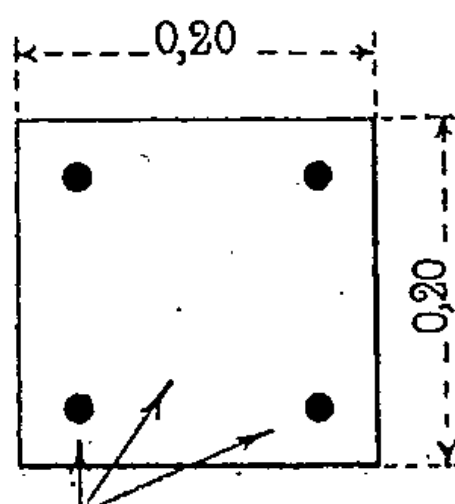
Exemple. — *Considérons le poteau dont la section est représentée figure 1, et qui doit supporter une charge totale de 11 000 kg.*

La fatigue du béton par centimètre carré sera

$$\frac{1}{10'} \times \frac{11\,000 \text{ kg}}{0,04 + 20 \times 0,000\,531}$$

ou

$$22 \text{ kg} < 25 \text{ kg.}$$



4 barres de 13mm

soit 531 mm²

Fig. 1.

Les dimensions proposées sont donc acceptables.

PIÈCES FLÉCHIES

HOURDIS D'ÉPAISSEUR UNIFORME.

Le calcul portera sur une tranche de hourdis de 1,00 m de largeur (fig. 3).

On ne tiendra pas compte de la résistance du béton à l'extension, car elle peut se trouver annulée à la traversée des fissures, s'il vient à s'en former.

On négligera aussi, au moins dans une première approximation, comme il sera dit ci-après, la résistance à la compression des armatures supérieures, s'il en existe.

On peut admettre, comme résultat d'expérience, que dans les hourdis fortement armés (par exemple à 1 ou 2 p. 100), la surface neutre passe sensiblement au milieu de la distance a entre le centre des armatures et la face supérieure; et dans les hourdis faiblement armés, au tiers supérieur de cette même distance (fig. 2).

C'est ce dernier cas qu'il convient de considérer en général dans les hourdis de bâtiment.

Le point d'application de la résultante des pressions, situé lui-même au tiers de la hauteur du béton comprimé, se trouvera ainsi à une distance $\frac{a}{9}$ de la face supérieure.

Les forces intérieures en présence sont la tension des armatures inférieures et la compression du béton. Elles sont égales entre elles, puisque le plancher ne supporte que des forces extérieures verticales. Le moment du couple qu'elles constituent équilibre le moment des forces extérieures (moment fléchissant). En divisant celui-ci par le bras de levier h du couple, on obtiendra la valeur commune F de la tension et de la compression.

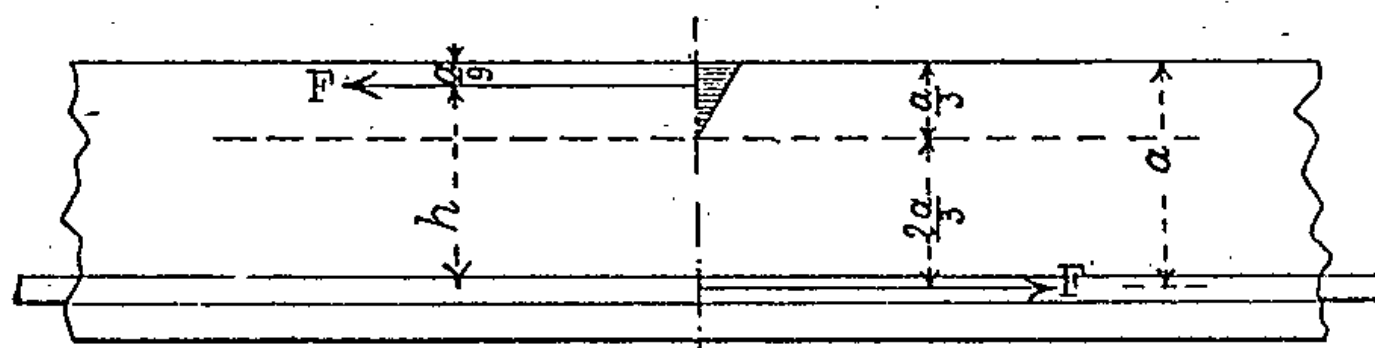


Fig. 2.

La tension moyenne du métal sera le quotient de F par la section des armatures. La pression moyenne du béton sera le quotient de F par la section du béton comprimé.

Ces efforts moyens ne devront pas dépasser les taux suivants :

Fer (qualité donnant 32 kg de résistance à la rupture et 8 p. 100 d'allongement)	9 kg par mm ²
Acier (qualité donnant 42 kg et 22 p. 100).	12 kg par mm ²
Béton (qualité définie dans le cahier des charges type).	25 kg par cm ²
	(Fatigue moyenne.)

Si, dans un hourdis muni d'une armature supérieure, le calcul ci-dessus conduisait à une fatigue du béton dépassant la limite assignée, il faudrait s'assurer qu'on ne rentre pas dans cette limite lorsqu'on tient compte de la part de compression prise par

l'armature supérieure. Le taux de fatigue de cette dernière se déduirait de celui de l'armature tendue, d'après le rapport de leurs distances à la fibre neutre ¹.

Exemple. — Soit à vérifier un projet de hourdis de 1,50 m de portée et 0,08 m d'épaisseur, armé par mètre courant de 5 aciers de 7 mm, et devant porter une charge uniformément répartie de 300 kg par mètre carré (fig. 3).

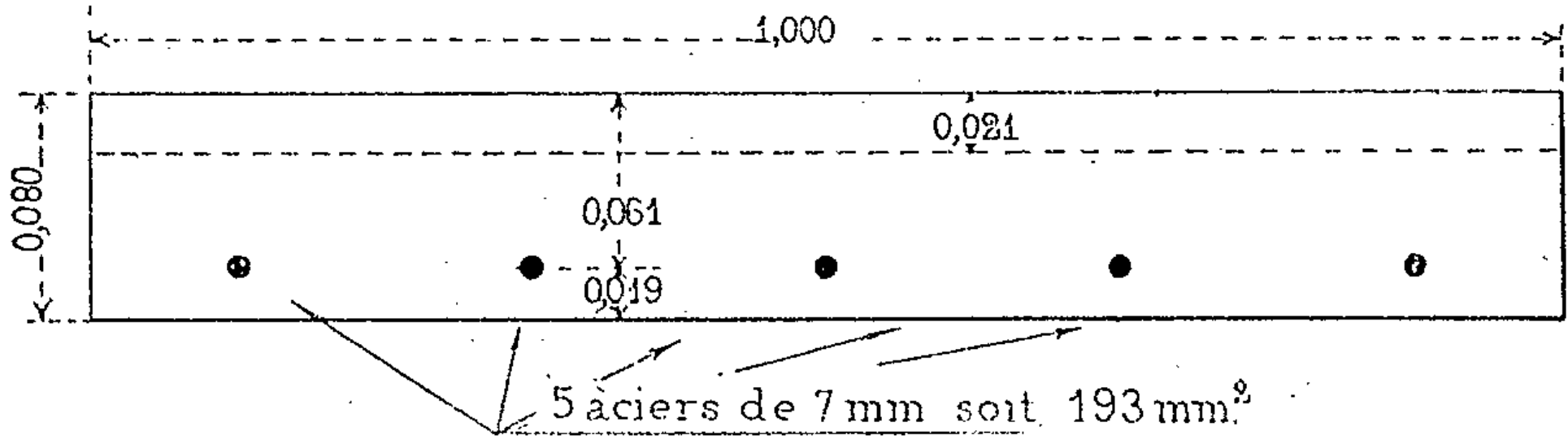


Fig. 3.

La charge par mètre courant de la tranche de 1 m de largeur se décompose ainsi :

Poids propre	$2\,500 \times 0,08 =$	200 kg
Surcharge		= 300 kg
		500 kg.

Le moment fléchissant maximum ² est intermédiaire entre celui

1. En faisant ces calculs, on constatera souvent, surtout pour les poutres, que les armatures supérieures ne soulagent que dans une faible mesure le béton comprimé. On aurait tort d'en conclure qu'elles sont inutiles. Elles s'opposent aux déformations permanentes, et elles résistent, au-dessus des appuis, au moment fléchissant négatif qu'occasionne l'encastrement partiel.

2. Il s'agit ici d'un hourdis faisant corps avec des poutres ou engagé dans un mur. Si l'on avait affaire à une dalle reposant sur deux murs qui ne la surmontent pas, il va sans dire que le moment à considérer serait $\frac{pl^2}{8}$. S'il s'agissait de charges concentrées (pour un tablier de pont, par exemple), le calcul du moment fléchissant se ferait par les formules usuelles, en s'attachant à en bien déterminer le maximum réel, selon les positions possibles de la charge concentrée.

d'une pièce simplement posée sur appuis, $\frac{pl^2}{8}$, et celui d'une pièce parfaitement encastrée, $\frac{pl^2}{12}$. On admettra, suivant une pratique assez répandue, la valeur $\frac{pl^2}{10}$, soit

$$M = \frac{500 \times 1,50^2}{10} = 112 \text{ kgm.}$$

La distance du dessous des armatures à la face inférieure peut être supposée, dans un hourdis, égale à 0,015 m. La distance de leur centre à la face supérieure sera

$$0,080 - (0,015 + 0,004) = 0,061 \text{ m,}$$

et le bras de levier du couple résistant.

$$\frac{8}{9} \times 0,061 = 0,054 \text{ m.}$$

On en déduit la valeur commune de la compression et de la tension

$$\frac{112}{0,054} = 2\,000 \text{ kg.}$$

La fatigue du métal par millimètre carré est par suite

$$\frac{2\,000}{193} = 10 \text{ kg} < 12 \text{ kg,}$$

et la fatigue moyenne du béton par centimètre carré

$$\frac{2\,000}{210} = 10 \text{ kg} < 25 \text{ kg.}$$

Le projet est acceptable.

PLANCHERS A HOURDIS SUPÉRIEUR ET NERVURES APPARENTES.

Dans le solide en forme de Γ constitué par une nervure et les portions de hourdis adjacentes (fig. 4), on admettra, comme ci-dessus, que la résistance à l'extension est fournie uniquement par l'armature inférieure de la nervure, et la résistance à la compression par le béton situé au-dessus de la surface neutre.

Il est nécessaire de préciser la largeur de l'aile du Γ , c'est-à-dire la largeur du hourdis qui dans le calcul doit être considéré

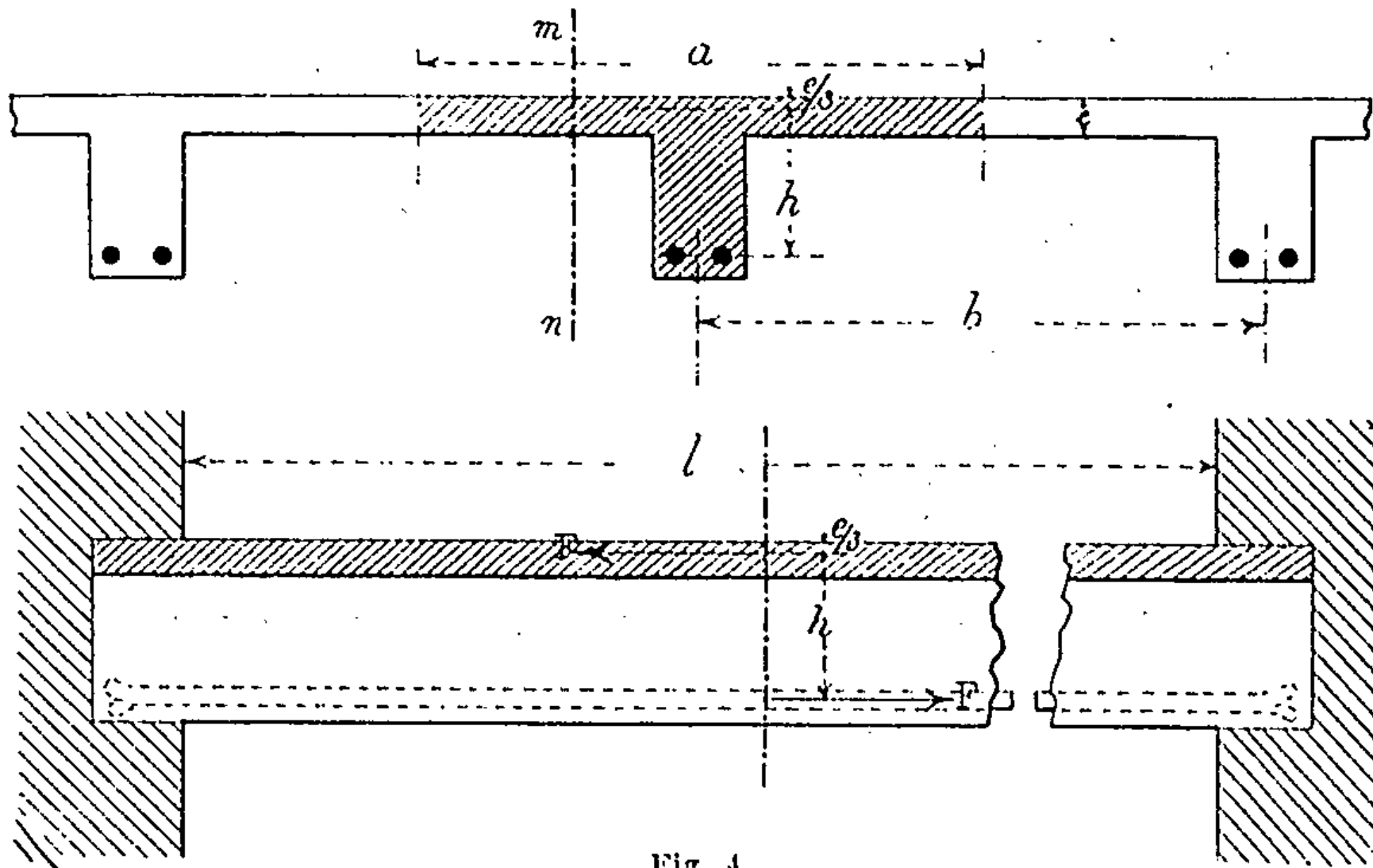


Fig. 4.

comme travaillant entièrement avec la nervure. Diverses considérations conduisent à admettre que cette largeur doit être prise égale à l'entre-axe b , tant que celui-ci est inférieur aux $0,4$ de la portée l ; et qu'elle doit être prise à $0,4 l$ si l'entre-axe dépasse cette valeur.

On admettra enfin, comme résultat d'expérience suffisamment approché en moyenne, que la surface neutre du solide à Γ ainsi défini concorde sensiblement avec le plan inférieur du hourdis, et que la résultante des pressions est au tiers supérieur de ce hourdis.

La valeur commune F de la traction du métal et de la compression du béton s'obtiendra, comme au paragraphe précédent, en divisant le moment fléchissant maximum par le bras de levier h :

La valeur moyenne de ces efforts, par unité de section, devra rentrer dans les limites précédemment fixées.

S'il existe des armatures supérieures, on se reportera à ce qui a été dit à propos du hourdis.

Armatures secondaires. — Mais, en raison de la hauteur des nervures et de leur section relativement faible, il y a lieu de considérer aussi des forces intérieures dont le calcul pouvait être négligé dans le cas des hourdis.

On observe, en effet, dans les essais à outrance, que les planchers à nervures périssent généralement par des fissures inclinées à 1/1, visibles sur les faces verticales, vers les appuis, et dont la formation est accompagnée d'un glissement des armatures longi-

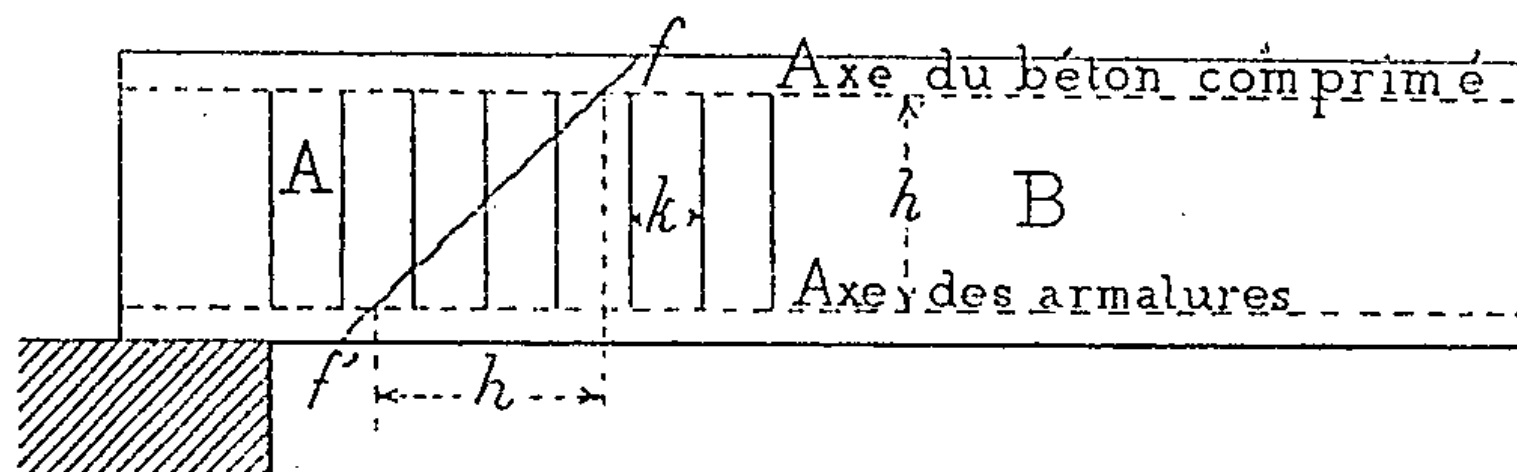


Fig. 5.

tudinales dans le béton. Ces fissures sont dues à l'effort tranchant et aux efforts longitudinaux provenant des différences de tension des tranches horizontales superposées.

On s'oppose à ce mode de destruction par des *armatures secondaires*, verticales ou obliques, souvent désignées sous le nom d'*étriers*.

Les armatures secondaires doivent être capables, à la traversée d'une fissure telle que f' , de tenir le tronçon B suspendu au tronçon A (fig. 5). La section horizontale totale de celles de ces armatures que rencontre la fissure doit donc pouvoir résister à l'effort vertical de B sur A, c'est-à-dire à l'effort tranchant T . Si ω est la section horizontale de l'une d'elles, k leur espacement moyen dans la région considérée, et r le taux de fatigue admis pour le métal, on devra avoir

$$\frac{T}{r} \leq \frac{h}{k} \omega,$$

c'est-à-dire :

$$k \leq \frac{h \omega r}{T}.$$

Telle est la relation qui déterminera l'espacement des étriers en fonction de leur section.

Toutefois, dans les systèmes dont l'armature longitudinale comprend des barres courbes ou coudées, traversant obliquement la poutre du haut en bas dans sa demi-longueur, l'expérience prouve qu'on peut réduire le nombre des étriers ou leur section. On pourra admettre, suivant l'usage des constructeurs qui emploient ce système, une réduction de moitié par rapport à la formule ci-dessus.

Dans l'examen des projets, on n'omettra pas de veiller à ce que les armatures secondaires s'élèvent avec toute la section calculée jusqu'au-dessus du plan de séparation du hourdis et de la nervure, plan suivant lequel se produisent assez souvent des décollements que les dites armatures doivent « coudre ».

Effort de glissement. — Entre deux sections consécutives, l'armature longitudinale supporte un certain *effort de glissement* dans le béton, effort égal à l'accroissement de sa tension dans l'intervalle. Cette tension, en effet, égale dans chaque section au quotient $\frac{M}{h}$ du moment fléchissant correspondant par le bras de levier, varie depuis 0 jusqu'à un maximum. Son accroissement par unité de longueur, c'est-à-dire *l'effort de glissement par unité de longueur*, peut¹ se représenter par $\frac{T}{h}$.

En divisant $\frac{T}{h}$ par le périmètre des armatures, on aura l'effort de glissement par unité de surface, lequel ne doit pas être supérieur à l'adhérence du métal au béton.

L'expérience n'a pas encore nettement indiqué dans quelle mesure on doit se préoccuper de l'effort de glissement. Provisoirement et par prudence, lorsqu'un projet comportera des barres de fort diamètre, c'est-à-dire d'un périmètre relativement faible,

1. Puisqu'on sait que l'effort tranchant est la dérivée du moment fléchissant.

il conviendra de calculer cet effort, et d'engager les constructeurs à ne pas lui faire dépasser 10 à 12 kg par centimètre carré de surface des barres ¹.

Exemple. — Soit à calculer le plancher à poutres et solives, sur piliers, représenté figure 6, et destiné à supporter une charge

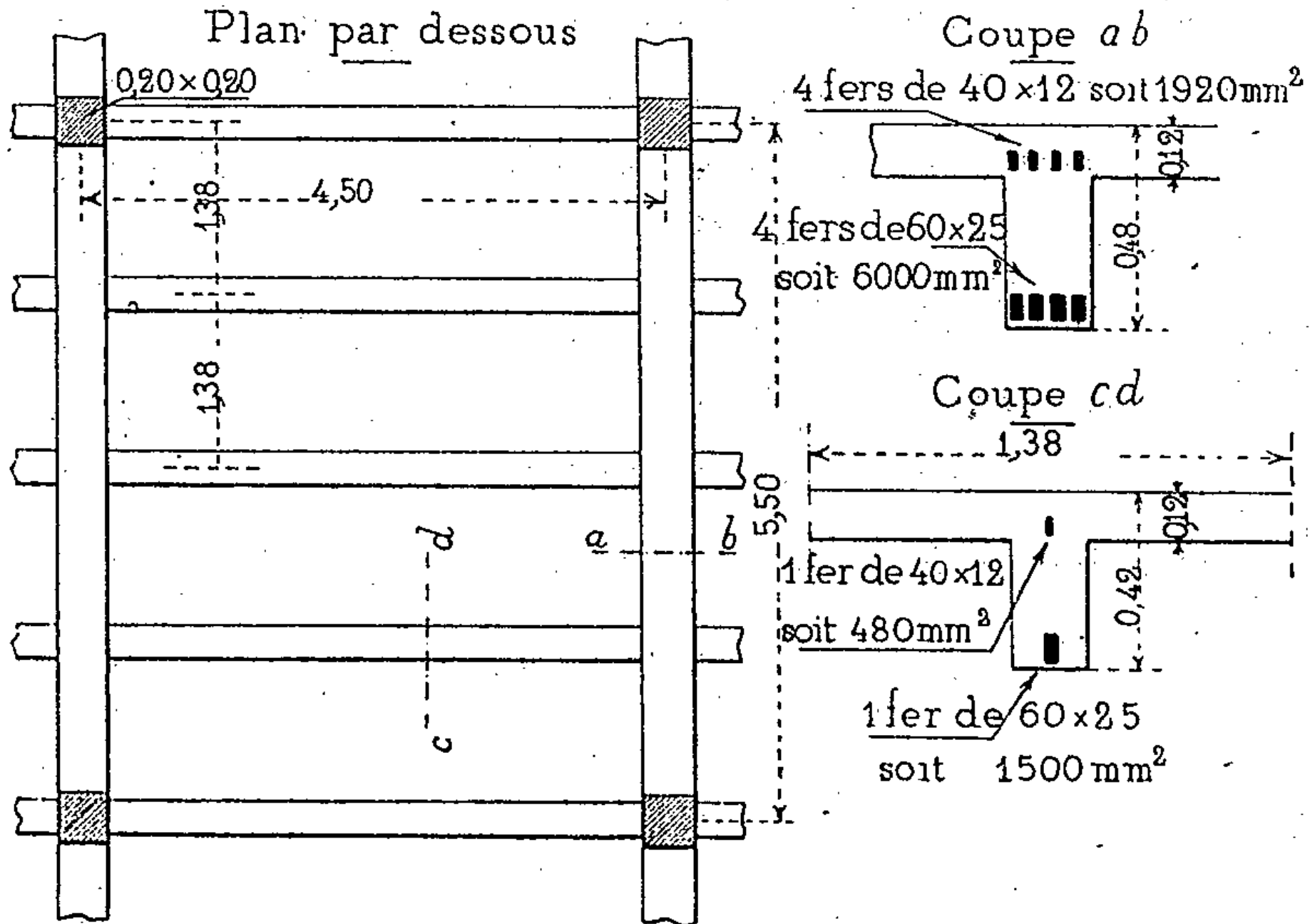


Fig. 6.

uniformément répartie de 1 000 kg par mètre carré. Les armatures sont en fer ordinaire.

Calculons d'abord la poutre (coupe ab).

1. Il peut être utile de signaler ici que certains ingénieurs calculent les armatures secondaires en partant de la considération de l'effort de glissement $\frac{T}{h}$, effort qui se transmet des couches tendues aux couches comprimées du béton, et auquel celui-ci résiste avec l'aide des armatures secondaires travaillant au cisaillement. En écrivant que ces armatures doivent pouvoir supporter la totalité de l'effort, avec un taux de fatigue au cisaillement égal à celui de la fatigue à l'extension, r , on retombe sur la formule $k \leq \frac{h \omega r}{T}$ donnée plus haut.

La charge totale par mètre courant est la suivante :

Hourdis	$4,50 \times 0,12 \times 2\,500 = 1\,350$ kg
Poutre et solives	$= 250$ kg
Surcharge	$4,50 \times 1\,000 = 4\,500$ kg
Total	<u>6 150</u> kg.

En admettant, comme on l'a dit ci-dessus pour le hourdis, que le moment fléchissant maximum est intermédiaire entre $\frac{pl^2}{8}$ et $\frac{pl^2}{12}$, à cause des armatures supérieures qui se recroisent au-dessus du pilier, ce moment aura pour valeur

$$M_f = \frac{6\,150 \times 5,3^2}{10} = 17\,300 \text{ kgm.}$$

Le bras de levier du moment résistant sera (en évaluant à 0,020 m la distance de la face inférieure de la poutre à l'armature voisine, et en plaçant le centre des pressions au tiers supérieur du hourdis)

$$h = 0,480 - \left(0,020 + \frac{0,060}{2} + \frac{0,120}{3} \right) = 0,390 \text{ m,}$$

et la valeur commune de la compression et de la tension

$$\frac{17\,300}{0,390} = 44\,600 \text{ kg.}$$

La fatigue du fer par millimètre carré est donc

$$\frac{44\,600}{6\,000} = 7,4 \text{ kg} < 9 \text{ kg ;}$$

elle est acceptable¹.

Pour avoir la fatigue moyenne du béton il faut admettre, comme

1. Pour que théoriquement la vérification soit complète, il faudrait examiner aussi si l'armature supérieure est suffisante pour résister au moment d'encastrement sur les appuis. Mais la répartition réelle des efforts dus à ce moment étant très incertaine, il y a lieu de s'en rapporter sur ce point à l'expérience pratique des constructeurs.

il a été dit, que la partie de hourdis travaillant à la compression avec la poutre a une largeur totale de

$$5,50 \times 0,4 = 2,20 \text{ m,}$$

et, par suite, une section en centimètres carrés, de

$$220 \times 12 = 2\,640 \text{ cm}^2.$$

La fatigue moyenne du béton par centimètre carré est donc

$$\frac{44\,600}{2\,640} = 17 \text{ kg} < 25 \text{ kg};$$

elle est également satisfaisante¹.

Vérifions maintenant l'armature secondaire composée de bandes de fer plat de $0,02 \times 0,003$, espacées de $0,10 \text{ m}$ dans la région voisine des appuis, où l'effort tranchant est maximum.

La section totale ω d'une de ces armatures, à raison de deux branches pour chacune des quatre barres, est $8 \times 20 \times 3 = 480 \text{ mm}^2$.

La formule $k \leq \frac{h \omega r}{T}$ devient

$$0,10 \leq \frac{0,39 \times 480 \times 9}{\frac{1}{2} \times 6\,150 \times 6,3}$$

ou

$$0,10 \leq 0,11 \text{ m,}$$

condition satisfaite.

Enfin, l'effort de glissement par unité de longueur des armatures dans la même région est

$$\frac{T}{h} = \frac{\frac{1}{2} \times 6\,150 \times 5,3}{0,39} = 41\,500 \text{ kg.}$$

1. On pourrait se demander si la compression du hourdis dans le sens parallèle aux poutres, ainsi calculée, ne doit pas s'augmenter de la compression de sens perpendiculaire, due à la flexion des solives, avec lesquelles ce hourdis est également solidaire. En réalité, cette seconde compression est plutôt avantageuse au point de vue de la résistance du béton à la première, car un solide résiste d'autant mieux à l'écrasement qu'il est maintenu contre l'expansion transversale par une certaine pression.

Le périmètre des armatures est

$$4 \times 0,170 = 0,680 \text{ m.}$$

L'effort de glissement par centimètre carré est donc

$$\frac{41\,500}{0,680 \times 10^4} = 6,1 \text{ kg} < 12 \text{ kg,}$$

valeur très admissible.

La solive (coupe cd) se calculerait par les mêmes procédés, en introduisant dans le calcul une largeur de hourdis égale à l'entre-axe des solives, 1,38 m.

PLANCHERS A HOURDIS SUPÉRIEUR, HOURDIS INFÉRIEUR ET NERVURES NON APPARENTES.

Ces planchers (fig. 7) tels qu'ils s'exécutent dans les casernes, ne diffèrent des précédents que par une table inférieure en béton,

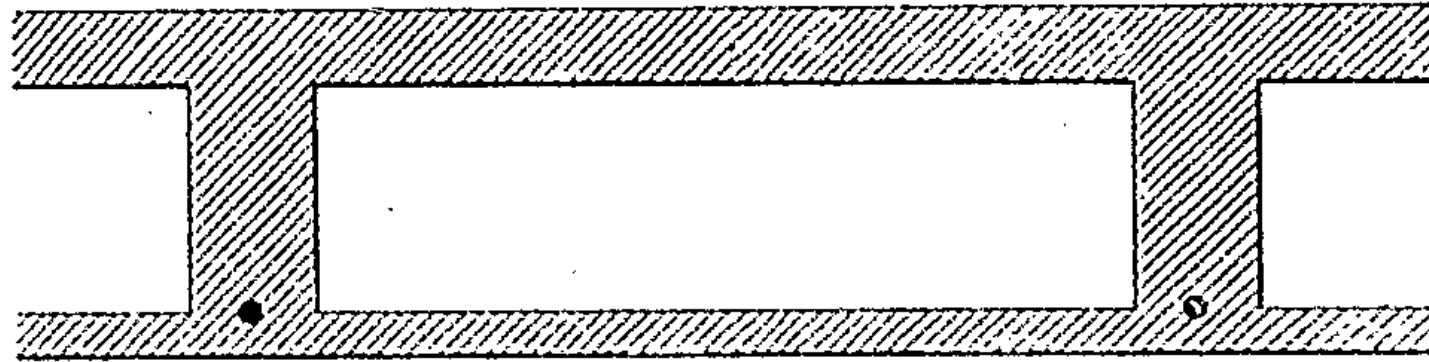


Fig. 7.

trop faible pour travailler efficacement à la traction et pour modifier la position de la surface neutre admise dans les planchers à nervures apparentes.

On appliquera donc exactement les procédés de calcul qui viennent d'être indiqués pour ces dernières, en négligeant le hourdis inférieur comme résistance, tout en tenant compte de son poids.

DALLES APPUYÉES SUR QUATRE CÔTÉS.

Pour couvrir un espace rectangulaire peu étendu, les constructeurs trouvent souvent avantage à employer une dalle d'épaisseur uniforme, analogue à un hourdis, mais armée simultanément dans deux sens rectangulaires, de manière à utiliser la totalité des points d'appui formés par les murs ou poutres de rive qui soutiennent les quatre bords (fig. 8).

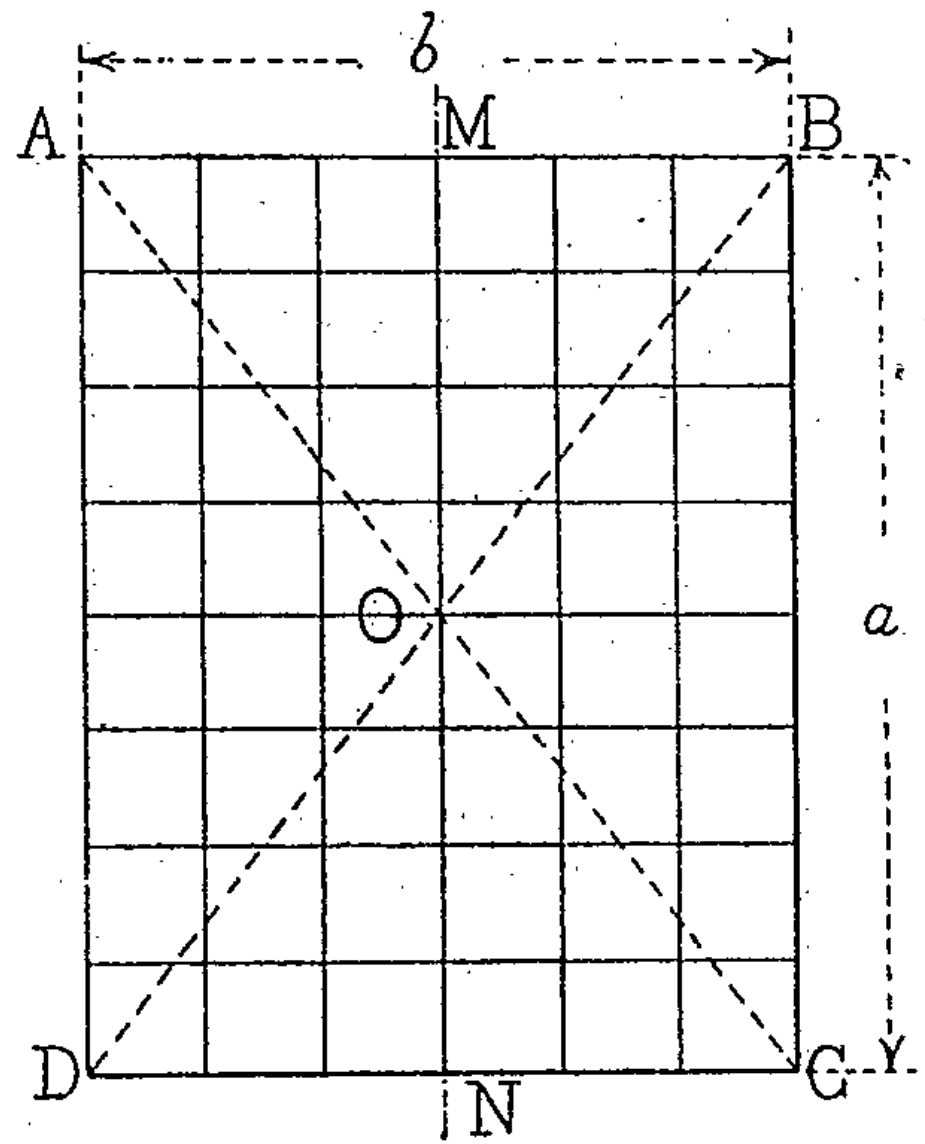


Fig. 8.

L'expérience a montré que dans le cas d'un carré de côté l , supportant une charge p par mètre carré, et appuyé sur ses quatre côtés avec un certain encastrement, dans les conditions ordinaires de la pratique, la section de chacun des deux systèmes d'armatures peut être calculée par les règles données ci-dessus pour un hourdis armé dans un seul sens, en admettant un moment fléchissant maximum égal à

$$M = \frac{pl^2}{36}.$$

Si, au lieu d'un carré, il s'agit d'un rectangle de côtés a et b (avec $a > b$), et si l'on continue à faire les deux systèmes d'ar-

matures d'égale force, malgré leur différence de portée, on calculera ces armatures par la même formule, en l'appliquant au petit côté et l'affectant d'un coefficient de correction égal à

$$\frac{2a^4}{a^4 + b^4}.$$

Le moment à considérer sera donc

$$M = \frac{pb^2}{36} \times \frac{2a^4}{a^4 + b^4}.$$

Enfin, lorsqu'il s'agira de calculer l'une des poutres de rive qui peuvent constituer un ou plusieurs côtés d'une telle dalle, on remarquera que la poutre BC, par exemple, ne supporte pas le poids mort et la surcharge provenant du rectangle BCMN, comme dans le cas d'un hourdis simple, mais approximativement ceux qui proviennent du seul triangle BOC.

Si $\frac{ql^2}{8}$ est le moment maximum qui correspondrait à la surface BCMN, la surface BOC ne donnera, comme on s'en rend compte par l'intégration des moments élémentaires, que $\frac{ql^2}{12}$.

OUVRAGES NE RENTRANT PAS DANS LES CATÉGORIES PRÉCÉDENTES

Les procédés de calcul exposés ci-dessus n'ont pas une valeur scientifique absolue, pas plus d'ailleurs qu'aucun de ceux actuellement en usage pour le béton armé, car tous reposent, en dernière analyse, sur des hypothèses plus ou moins incertaines.

Ceux qui précèdent ont l'avantage d'être simples, et de donner des résultats sensiblement équivalents, *pour les ouvrages des types usuels*, à ceux des principales méthodes des constructeurs, avec seulement un peu plus de prudence en certains cas.

On ne devra pas les appliquer sans discernement à des ouvrages d'autres types, non plus que les coefficients qui en font partie intégrante; on apporterait ainsi obstacle au perfectionnement des procédés de construction.

Lorsque tout ou partie d'un projet comportera des ouvrages échappant à ces procédés de calcul (par exemple éléments sortant des dimensions courantes, terrasses directement exposées à de grands écarts de température, hourdis en arc, armatures en fils ou câbles courbes, béton fretté, etc., etc.), on devra les vérifier en s'aidant des calculs et coefficients des constructeurs eux-mêmes, et des données des traités spéciaux. Mais on examinera alors avec une attention particulière les références relatives aux travaux analogues exécutés et essayés, et l'on précisera les conditions de l'épreuve de rupture de manière qu'elle donne toute la sécurité requise.

Enfin, on n'omettra pas de s'assurer que les poussées ou tractions latérales, que peuvent exercer certains ouvrages de cette nature, ne sont pas dangereuses pour les murs.

PROMOTIONS, MUTATIONS ET RADIATIONS

Du 16 novembre au 15 décembre 1903.

OFFICIERS

ARMÉE ACTIVE.

LIEUTENANTS-COLONELS. — Mutations : MM. *Chevalier*, attaché au bureau du matériel du génie au ministère de la guerre, nommé chef dudit bureau (5 novembre). — *Duféhy*, chef du génie à Clermont-Ferrand, nommé commissaire du Gouvernement près le conseil de guerre de cette place (7 novembre). — *Kreitmann*, directeur à Nice, nommé commandant en second de l'École d'application de Fontainebleau (20 novembre).

CHEF DE BATAILLON. — Mutation : M. *Vignat*, hors cadres, précédemment attaché militaire à l'ambassade de la République française auprès du gouvernement des États-Unis d'Amérique, nommé à un emploi de son grade à l'état-major de l'armée (12 décembre).

CAPITAINE EN 1^{er}. — Mutation : M. *Cambier*, à Paris (Sud), mis hors cadres pour le service des travaux publics au Dahomey (27 novembre).

Radiation : M. *Gil*, au 5^e rég., mis en non-activité pour infirmités temporaires (8 novembre).

CAPITAINE EN 2^e. — Mutation : M. *Calmel*, breveté, stagiaire à l'état-major de la division d'occupation de Tunisie, mis hors cadres pour le service des travaux publics à la Côte d'Ivoire (16 novembre).

LIEUTENANT EN 1^{er}. — Mutation : M. *Mornet*, au 5^e rég., mis hors cadres pour le service des travaux publics à la Côte d'Ivoire (16 novembre).