Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 29 (1903)
Heft: 2

Vereinsnachrichten

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 18.07.2025

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

sher, professeur, à Stuttgart ; Karl Moser, architecte, à Karlsruhe ; Ch. de Muralt, docteur, président de la Société zurichoise des Beaux-Arts ; H. Pestalozzi, syndic de Zurich ; F. de Thiersch, professeur, à Munich.

Il dispose d'une somme de 8500 fr. à répartir entre les auteurs des meilleurs travaux ; trois projets au moins seront primés et la prime attribuée au projet classé en premier rang ne sera pas inférieure à 2500 fr.

Un premier prix ne sera délivré que si l'un des projets est susceptible d'être exécuté sans d'importantes modifications.

Tout en ayant l'intention de confier l'exécution du bâtiment à l'auteur du meilleur projet, le comité se réserve cependant, à cet égard, toute sa liberté.

Après le prononcé du jury, les projets seront exposés publiquement durant dix jours ; le jugement sera inséré dans la *Schweizerische Bauzeitung*[1].

Sans vouloir entrer dans le détail du programme, notons encore les points suivants mentionnés d'une manière toute spéciale :

La cage d'escalier doit être bien éclairée ;

Il sera prévu un chauffage central et l'éclairage électrique de tous les locaux ;

Le coût de l'ensemble des constructions ne dépassera pas 850,000 fr.

Terminons cette courte notice en souhaitant que l'œuvre si bien commencée par nos Confédérés zurichois se poursuive et s'achève à leur entière satisfaction.

R.

[1] Nous nous réservons de publier également les résultats de ce concours. *(Réd.)*.

NÉCROLOGIE

Charles Dufour.

Le professeur Charles Dufour, décédé le 28 décembre dernier, à Morges, était né à Veytaux le 20 septembre 1827. Il fit ses études à l'Ecole moyenne de Vevey, puis à l'Académie de Lausanne. Appelé très jeune encore, il n'avait pas 18 ans, à enseigner les mathématiques et les sciences naturelles au collège d'Orbe, il y resta sept ans, puis vint s'établir à Morges et succéder à Fritz Burnier dans son enseignement, qu'il donna jusqu'en 1892.

Il professa aussi la cosmographie au Collège cantonal (1880-1892) et au Gymnase littéraire (1874-1896). Entre temps, il donnait des cours de mathématique à l'Ecole spéciale (1855-1856) et d'astronomie à l'Académie de Lausanne (1864), puis à l'Université (1892-1901), qui, en décembre 1895, fêtait le jubilé cinquantenaire de son enseignement. A cette occasion, l'Université de Genève lui décerna le titre de docteur « honoris causa » ; en 1901, celle de Lausanne, voulant lui témoigner combien elle était heureuse de le compter parmi les siens, le nomma professeur honoraire.

En 1881, le Conseil fédéral l'avait appelé à faire partie du Conseil de l'Ecole polytechnique qu'il quitta en 1897.

Notons encore que Charles Dufour fut membre de la Commission suisse d'hydrométrie (1863-1870) et en fut le premier président ; il fit aussi partie de la commission de météorologie de la Société helvétique des sciences naturelles, qui devint plus tard la Commission fédérale de météorologie.

Membre effectif, correspondant ou honoraire de plusieurs sociétés savantes de l'étranger, il y était considéré comme l'un des représentants les plus illustres de la science suisse.

Doué d'une imagination créatrice et d'une puissance de raisonnement remarquables, Charles Dufour laisse après lui une œuvre scientifique considérable, soit en sciences mathématiques, soit en physique ou en astronomie.

Chacun connaît ses recherches sur les principaux phénomènes optiques qui accompagnent le lever du soleil ; sur les mirages et réfractions anormales sur le lac Léman ; ses travaux sur la scintillation des étoiles et sur une nouvelle méthode pour déterminer la distance de quelques étoiles.

Citons encore ses études sur l'altération des images par réflexion à la surface des eaux ; sur l'influence de l'attraction de la lune pour la production du Gulfstream ; sur les éclipses de lune du 3 août 1887 et du 28 janvier 1888 ; sur l'analyse spectrale et la distance de quelques étoiles ; une série de notes sur le glacier du Rhône, et sur ses observations météorologiques ; enfin, de nombreux mémoires sur la scintillation des étoiles, résumés dans le volume inaugural de l'Université de Lausanne en 1892.

Le catalogue de ses travaux, publié en 1895, compte 62 numéros, brochures ou articles parus dans les journaux scientifiques de Suisse, de France ou d'Angleterre.

Plusieurs travaux postérieurs sont encore à citer, tels son étude sur l'opacité de la fumée du charbon, ou celle sur les éclipses de lune du 3 juillet 1898, lors de laquelle il constata l'ombre des Cordillières portée sur la face de la lune, et enfin la détermination de la lumière des étoiles comparée à celle du soleil.

Tunnel du Simplon.

Etat des travaux au mois de décembre 1902.

Galerie d'avancement.		Côté Nord Brigue	Côté Sud Iselle	Total
1. Longueur à fin novembre 1902.	m.	8261	5713	13974
2. Progrès mensuel	»	208	146	354
3. Total à fin décembre 1902 . .	»	8469	5859	14328
Ouvriers.				
Hors du Tunnel.				
4. Total des journées	n.	11059	12532	23591
5. Moyenne journalière	»	399	432	831
Dans le Tunnel.				
6. Total des journées	»	27742	32186	59928
7. Moyenne journalière	»	1035	1149	2184
8. Effectif maximal travaillant simultanément	»	414	460	874
Ensemble des chantiers.				
9. Total des journées	»	38801	44718	83519
10. Moyenne journalière	»	1434	1581	3015
Animaux de trait.				
11. Moyenne journalière	»	8	8	16

Renseignements divers.

Côté nord. — La galerie d'avancement a traversé jusqu'au km. 8,306 le gneiss schisteux granatifère, et de là le schiste micacé calcarifère, parfois pyritifère.

On a arrêté la perforation mécanique pendant 66 heures à cause des fêtes de Ste-Barbe et de Noël.

Le progrès moyen de la perforation mécanique a été de 7m,04 par jour de travail.

Accidents : — Le 16 décembre, à la suite de l'explosion imprévue d'une mine dans les carrières de la Massa, pendant les essais d'un nouvel explosif, l'ouvrier Drudi Lorenzo, de Cesena (prov. de Forli), a été tué, et le tâcheron Somaruga Ambrogio, de Milan, blessé mortellement ; ce dernier a succombé à ses blessures le 21 décembre. Le 18 décembre, Santagelo Donato, de Raino (prov. d'Aquila), a été blessé mortellement par un bloc détaché dans la galerie, il est mort le 29 décembre.

Côté sud. — La galerie d'avancement a traversé le gneiss schisteux.

On a arrêté la perforation mécanique pendant 72 heures à cause des fêtes de Ste-Barbe et de Noël.

Le progrès moyen de la perforation mécanique a été de 5m,21 par jour de travail.

Les eaux provenant du tunnel ont comporté 930 l.-s.

Section vaudoise de la Société suisse des Ingénieurs et Architectes.

Commission du béton armé.

Réserves de M. de Mollins[1].

Le soussigné approuve le projet de règlement de la sous-commission du béton armé sous les réserves suivantes :

Sous le chapitre *Observations*, qui est un exposé des motifs, nous lisons la phrase suivante :

[1] Voir N° du 10 janvier 1903, page 15.

1. Art. 3... « il est manifeste que plusieurs de ces formules ont tout sacrifié à la simplicité du calcul. Peut-être est-ce un signe que leurs auteurs ne croient pas à la possibilité d'établir des méthodes entièrement satisfaisantes ».

Le grand public, qui ne comprend pas les finesses de la théorie, croira qu'il n'est pas possible de calculer d'une manière sûre le béton armé ; pour éviter cette traduction tendancieuse, qui n'est certainement pas celle du rédacteur, il faut ajouter ceci, que personne ne conteste, c'est que les diverses règles plus ou moins empiriques des principaux constructeurs sont en général suffisantes pour que les projets étudiés à l'aide de leurs formules donnent toute satisfaction au point de vue de la sécurité, quand les travaux sont bien exécutés ; car, le plus ou moins de soins donnés à l'exécution a infiniment plus d'importance que les finesses théoriques des formules.

Plusieurs formules ont permis l'exécution excellente d'immenses travaux dans l'Europe entière. Il est peu probable que leurs auteurs les abandonnent, puisque toutes les épreuves, les expériences et les essais leur ont donné raison. Ils se réjouiront de voir la science pure déterminer la formule idéale, mais ils croient qu'il est douteux qu'elle donne plus de sécurité que les méthodes empiriques, peut-être sera-ce le contraire. La même chose s'est passée pour la construction métallique qui, à un moment donné, a subi une crise de légèreté, grâce aux finesses de formules. Espérons que le béton armé évitera ce travers.

2. Art. 4. Nous lisons la phrase suivante : « on n'a encore que des notions assez vagues sur l'adhérence du béton et du fer ».

Quelques citations eussent peut-être été plus intéressantes ; il est utile de suppléer à cette lacune. L'honorable professeur Ritter a calculé que cette adhérence va jusqu'à 30 ou 40 kg. par cm². Hennebique l'évalue à 15 kg., Guidi déclare qu'elle n'est jamais descendue au-dessous de 10 ; donc, si dans les calculs de longueurs de scellement on adopte 10, on est certain d'être dans le vrai, car chacun de ces auteurs a procédé à de nombreuses expériences.

3. Nous lisons encore, lettre *b*, ceci : « on ne connaît pas encore le moyen de localiser les fissures de retrait ».

Ceci est une légère inexactitude ; un peu d'observation aurait suffi pour éviter cette allégation discutée. Personne n'a mesuré l'énergie du retrait, mais il est peu probable que cet effort soit important si l'on observe ce qui se passe :

1° On ne l'observe jamais dans les pièces comprimées, colonnes, arcs, etc.

2° On ne l'observe jamais non plus dans des pièces posées sur deux appuis. Nous avons des poutres isolées de 15, 20 et 22 mètres qui ne présentent aucune trace de retraits.

3° On ne le remarque que dans les dalles continues ou poutres continues. Dans ce cas, le retrait choisit pour se manifester un point où l'effort de la pièce est de même signe, et surtout si cet effort est court et représenté par un angle aigu, comme sur les appuis d'une poutre continue. Le moment fléchissant positif à courbure arrondie n'a pas le don de le retenir. Dans un pont à 10 travées de 8 m. sur palées, nous n'avons jamais trouvé de retrait au milieu et sous les poutres, mais toujours à la partie supérieure des poutres sur les palées, et encore disparaissant au contact de l'armature et ne se propageant pas au-dessous.

En appliquant ces observations, il est facile de localiser le retrait ; nous le faisons toujours en coupant le béton, sauf à couler la coupure quand l'effet est produit.

5. *Coefficients.*

Nous lisons la phrase suivante :

« On ne sait pas encore si des chocs répétés n'amèneront pas la désagrégation du béton armé au bout d'un temps plus ou moins long ». Il y a lieu de faire la réserve suivante : cette observation pouvait être exacte il y a quinze ans, avant la construction des centaines de filatures, tissages et usines diverses où le béton est soumis souvent, jour et nuit, aux vibrations, trépidations et chocs de toute espèce, et avant que l'on eut fait et enfoncé des pilotis. On aurait connu partout les exemples de désagrégation, *s'il y en avait eu,* et la construction des usines au lieu d'augmenter se serait brusquement arrêtée. Il est donc plus exact de dire que le béton armé résiste admirablement aux vibrations, trépidations, chocs divers, mais qu'on ne connaît pas encore l'intensité des chocs qui seraient nécessaires pour le désagréger, de même que dans la construction métallique on n'a jamais pu mesurer l'intensité des chocs répétés qui désagrègent le fer dans un pont métallique suspendu.

Nous lisons plus loin la phrase suivante :

« Nous estimons que l'on doit adopter pour les constructions en béton armé des coefficients de sécurité notablement plus élevés que ceux en usage dans les constructions métalliques ».

Il y a lieu de faire la réserve suivante : Dans la dernière séance de la commission, et après la lecture du rapport, nous avons fait observer que le métal emprisonné et maintenu dans sa gaine de béton, ne peut travailler qu'en tension dans le sens de son axe, tandis que dans les charpentes métalliques le métal travaille souvent simultanément, en flexion et en torsion, ce qui exige une grande prudence dans le choix du coefficient de travail.

Nous avons ajouté que ce mode de travail du métal dans le béton utilise mieux ses propriétés et qu'il est une des causes de la résistance et de la rigidité parfois surprenante du béton armé.

Nous proposons les chiffres suivants comme application de sécurité :

	Fer.	Béton.
Chocs répétés, pièces de machines	6	8
Charges mobiles avec trépidations, ponts de chemins de fer.	5	7
Charges mobiles sans trépidations, planchers .	4	6
Charges immobiles, liquides, réservoirs . . .	3	5

Nous ferons observer que l'assertion de la nécessité d'une sécurité supérieure pour le métal dans le béton armé est contraire à l'opinion du professeur Ritter qui dit ceci :

« Je considère une élévation du travail de sécurité du fer de 1000 à 1100 et 1200 comme justifiée, d'abord parce qu'il est employé en barres rondes sans forage, sans travail préalable et, ensuite, parce que le béton prend toujours une partie des efforts d'extension et soulage ainsi le fer ».

En effet, aussitôt qu'une pièce de métal est emprisonnée dans le béton, tous les aléas lui deviennent favorables, le béton peut être plus ou moins bon, elle sera plus ou moins protégée contre le flambage, la torsion, la flexion, mais elle sera toujours protégée, donc dans tous les cas elle travaillera mieux.

Cette façon d'évaluer les sécurités, au lieu de donner les coefficients de travail, est évidemment plus générale, mais elle est trop vague, à notre avis, et ne cadre pas absolument avec les chiffres admis et utilisés par les auteurs et expérimentateurs.

Nous en citerons quelques-uns :

W. Ritter admet, acier 1000 à 1200, béton 30 à 40 kg. par cm².
Christophe » » 900 à 1500, » 30 à 50 »

Pour être réellement utile aux débutants qui ne connaissent pas la question, il faudrait au contraire préciser la manière d'appliquer les coefficients.

Dire que si nous adoptons pour le travail à la tension . . . . . 12 kg. par cm².
il y a lieu, pour la compression, de ne prendre que . . . . . 10 »
et comme travail au cisaillement. . . . . 6 »
et surtout indiquer en même temps que les coefficients les formules qui en permettent l'emploi.

C'est au prix d'un peu de soin dans l'application que l'on arrivera à assurer aux constructions une résistance certaine, considérable, tout en réalisant les avantages et l'économie constatés dans l'utilisation du béton armé.

Lausanne, 29 novembre 1902.

S. DE MOLLINS, ingénieur.

Société fribourgeoise des Ingénieurs et Architectes.

Rapport de la Commission du béton armé.

Monsieur le Président et Messieurs,

En septembre écoulé la section fribourgeoise a reçu du Comité central de la Société suisse des Ingénieurs et Architectes, pour étude et, cas échéant, observations, les deux brochures ci-après relatives aux constructions en béton armé [1].

1° Rapport sur les constructions en béton armé présenté à M. le Conseiller d'Etat H. Reese, directeur du Département des Travaux publics de Bâle-Ville, par MM. Geiser, Ritter et Schüle.

2° Règlements de la police des constructions pour l'exécution de travaux en béton armé des villes de Dresde, Dusseldorf, Francfort-s/M., Hambourg et Carlsruhe.

La Commission [2] que vous avez nommée dans la séance du 13 novembre, pour vous présenter un rapport à ce sujet, a tenu six séances ; elle a visité les principales constructions de ce genre en usage dans notre contrée, et les divers systèmes examinés lui ont fourni des indications précieuses.

[1] Voir N°s du 20 octobre 1902, page 270, et du 5 décembre, page 308.

[2] Composée de MM. Delisle, ingénieur, président de la Commission ; Broillet, Wulfleff, Hertling, architectes ; Winkler Charles, Scheim et Fischer Adolphe, entrepreneurs. A été, en outre, prié d'assister aux séances de cette Commission, M. Orpiszewski, ingénieur au J.-S.

Dans sa première séance elle s'est subdivisée en deux sous-commissions chargées d'examiner plus spécialement les deux brochures au double point de vue des garanties que doivent fournir aux intéressés le projet et son exécution.

Il ne peut être question, dans ce rapport, d'analyser ces deux brochures qui sont, du reste, entre les mains de la plupart de nos collègues, nous dirons seulement que l'intéressant exposé de MM. Geiser, Ritter et Schüle conclut à la nécessité de l'élaboration de prescriptions normales pour les calculs des différentes constructions et laisse, en ce qui concerne l'exécution, l'entrepreneur entièrement responsable de la solidité. En attendant les prescriptions normales que doit établir la Commission instituée par la Société suisse des Ingénieurs et Architectes, de concert avec la Société des fabricants suisses de ciment et de chaux, ces Messieurs conseillent de soumettre les constructions en béton armé au contrôle des Municipalités (à Fribourg, Conseil communal), qui devraient exiger que les projets soient accompagnés des calculs statiques. Ces projets seraient ensuite examinés par des techniciens officiels.

Votre commission partage entièrement cette manière de voir en ce qui concerne les constructions qui ne sont pas courantes ou dont l'importance et le coût permettent d'avoir recours à un technicien spécialiste ; par contre, pour les hourdis, planchers, colonnes et toitures se trouvant dans les conditions de charge ordinaires, elle estime que ce mode de faire équivaudrait dans une certaine mesure, et pour notre contrée du moins, à une sorte de prohibition des applications courantes du béton armé, ce qui serait regrettable à tous les points de vue, car on ne saurait lui dénier aujourd'hui ses qualités premières de résistance, d'incombustibilité, d'économie, de rapidité et de facilité d'exécution.

Comme nous, Messieurs, vous estimerez que si actuellement l'autorité compétente n'exige pas pour des planchers, poutraisons et combles, des garanties particulières au point de vue des calculs, elle n'aura pas de raison sérieuse d'en exiger pour ces mêmes constructions en béton armé, si nos constructeurs sont en possession de normes simples et pratiques.

Ce serait dores et déjà refuser de leur reconnaître les capacités nécessaires pour vérifier et appliquer ces normes.

Du reste, nous ne voyons pas quel sera le surplus de garantie qu'un technicien officiel pourra donner aux tiers, puisque tout considéré il ne pourra pratiquement pas être rendu responsable en cas d'accident ; ou si cela était, il est certain qu'il admettrait pour ses calculs des coefficients de travail qui risqueraient d'enlever au béton armé une de ses qualités principales.

Nous estimons pour notre part que trop de personnes responsables compliquent les choses ; dès lors laissons l'entière responsabilité des calculs statiques à l'architecte ou l'ingénieur qui fait une application de béton armé, et à l'entrepreneur celle de son exécution. Pour que ce mode de faire produise les résultats que nous en attendons, nous vous proposerions, pour notre section du moins, que dans toutes les difficultés qui surgiraient au sujet d'une de ces applications, les experts ou arbitres seraient tenus de faire leur rapport ou de prononcer leur jugement sur la base des prescriptions établies.

Il est évident, dans ces conditions, que les cas difficiles ou douteux seront soumis à un spécialiste par l'auteur responsable du projet.

Les prescriptions normales que doit établir la Commission déjà mentionnée ne sont pas près d'être publiées ; elles exigeront des expériences nombreuses et des essais étendus, les résultats acquis seront probablement encore comparés avec ceux qui résulteront des travaux de la Commission nommée par le Ministre des Travaux publics de France. Nous risquons donc d'attendre longtemps ce que nous considérons comme indispensable. Les membres de votre Commission reconnaissent la difficulté d'établir des prescriptions normales concernant les calculs statiques, ils n'ignorent pas les lacunes qui existent encore dans la science du béton armé, ainsi que les expériences restant à faire ; cependant ils estiment que des normes simples, assurant une sécurité suffisante pour les cas qui nous occupent, ne sont pas impossibles à établir. Dans leur rapport, Messieurs Geiser, Ritter et Schüle disent bien que la difficulté réside moins dans l'élaboration de prescriptions que dans le choix de celles qui ne rendent pas impossible l'application des différents systèmes à base saine.

Ces motifs nous ont engagé à grouper les normes qui ont donné en Suisse de bons résultats et à vous soumettre un projet de prescriptions provisoires qui, nous l'espérons, pourra être utile à nos collègues de la Section fribourgeoise.

Prescriptions provisoires pour l'exécution des dalles, poutres et colonnes en béton armé.

Les différents systèmes en usage dans notre contrée peuvent assez exactement se classer en trois catégories d'après la position des armatures.

1° Les poutres à simple armature utilisant les propriétés spéciales et caractéristiques de chacun des éléments qui la composent, c'est-à-dire que le fer résiste aux efforts de tension seulement et le béton aux efforts de compression. (Type Hennebique et dérivés).

2° Les poutres à armatures symétriques, qui diffèrent des précédentes par une répartition égale du fer dans les deux semelles. Dans ces poutres le béton forme l'âme qui donne la rigidité nécessaire en assurant l'invariabilité des deux armatures ; il n'intervient pas dans les calculs de résistance, pour certains types du moins. (Type Lefort et dérivés).

3° Les poutres à armatures dissymétriques, qui tiennent des deux précédentes ; l'armature inférieure est presque toujours de section plus grande que la supérieure, qui est appelée à résister aux efforts d'extension dus à l'encastrement et à parer au danger provenant des fentes qui peuvent se produire dans la semelle inférieure.

La seconde catégorie étant généralement admise comme poutres rectangulaires, supportant la dalle considérée comme indépendante, son calcul statique ne présente pas de difficulté si le béton n'entre pas en ligne de compte puisque alors l'axe neutre est situé au milieu de la section.

Avant d'entrer dans le vif de la question nous croyons utile de répéter ici les conclusions de De Tedesco.

« Tous les systèmes de ciment armé sont à peu de chose » près également bons, tant que le ciment peut jouer le rôle » d'une âme métallique ; mais il est évident qu'une négligence » quelconque suffit pour réduire d'une façon désastreuse la » marge de sécurité du système ».

L'exécution est en effet un point capital dans les constructions en béton armé et c'est pour cette raison que nous donnons plus loin quelques indications sur les matériaux et le mode d'exécution.

A. TRAVAIL MAXIMUM ADMISSIBLE POUR LES MATÉRIAUX

1° Coefficient de travail du béton à la compression, 25 kg. par cm². (Pour le dosage voir sous lettre *c*).

2° Coefficient de travail du béton à la tension, 0. C'est-à-dire que les armatures doivent être calculées à l'extension sans tenir compte de la résistance du béton à la traction. On aura toutefois soin de vérifier que le travail de la partie la plus tendue du béton ne dépasse pas la rupture, soit 40 kg. par cm².

3° Coefficient de travail du fer à la tension et à la compression :

a) fer ordinaire et profilé, 875 kg. par cm².

b) fer rond coulé (Fluseisen), 1000 kg. par cm².

4° Coefficient de travail du fer au cisaillement, 600 kg. par centimètre carré.

5° Le travail au cisaillement du béton ne devra pas dépasser 15 kg. par cm².

B. CALCULS STATIQUES

On suivra pour les calculs statiques les bases suivantes :

1° Le poids propre du mètre cube de béton, y compris les armatures, sera compté à 2500 kg.

2° Pour les constructions exposées à des trépidations et chocs, on majorera la surcharge d'un % fontcion de la portée et, selon la formule proposée par M. l'ingénieur Orpizweski dans le *Bulletin technique* n° 20, octobre 1901, soit : maj. $= a\,(l-2)$, dans laquelle a est au coefficient que nous proposons égal à 4 et l la portée.

(Jusqu'à deux mètres de portée il n'y a pas de majoration).

3° La portée des poutres sans appui intermédiaire ne pourra pas être supérieure à 15 m. (à l'exception des ponts à poutre droite). Cette portée sera du reste l'exception, puisque le calcul démontre qu'à partir de 7 m. il y a économie en soutenant la poutre dans son milieu.

4° Lorsqu'on pourra admettre que les dalles ou les poutres sont partiellement encastrées à leurs extrémités, ce qui est le cas pour la majeure partie des planchers, le moment fléchissant maximum peut être pris égal à :

$$\frac{p\,l^2}{10},$$

l étant la portée et p la charge uniformément répartie par mètre courant, plus le poids propre de la section considérée, aussi par mètre courant.

Si l'encastrement est complet, les moments sont négatifs aux extrémités et ont pour valeur :

$$\frac{p\,l^2}{12},$$

tandis qu'au milieu il n'est plus que :

$$\frac{p\,l^2}{24}.$$

Il y aura donc lieu de placer aux extrémités et à la partie supé-

rieure des poutres et hourdis des armatures suffisantes pour parer à ces moments négatifs, autrement le béton travaillerait seul à la tension.

Dans le cas où il n'y a pas d'encastrement possible, le moment fléchissant maximum sera

$$\frac{p\,l^2}{8}.$$

5° Si le système ne possède pas de dispositions spéciales pour neutraliser le cisaillement dû aux efforts tranchants, les armatures devront être assez fortes pour supporter ces efforts en plus de ceux provenant de la tension.

On aura toujours soin de vérifier la résistance de la section au droit de l'effort tranchant maximum.

6° Pour les poutres surmontées d'une dalle, on pourra envisager une partie de celle-ci comme faisant corps avec la poutre et contribuant à sa résistance. (Dans la règle pas plus du $^1/_3$ de la portée de la dalle).

On obtient dans ce cas pour la poutre une section en T.

7° On tiendra compte du fait que le travail du fer devra être proportionné au rapport des modules d'élasticité du fer et du béton. Le module d'élasticité du fer est assez égal à 2000 t. par cm², celui du béton n'est donné qu'approximativement et dépend du dosage. Les expériences de Durand-Claye, Coignet et Tedesco ont montré qu'il varie entre 200 et 100 t. par cm².

Pour le dosage que nous donnons on peut sans trop d'écart l'évaluer à 200 t. par cm²; le rapport sera donc :

$$\alpha = \frac{2000}{200} = 10.$$

8° Quelles que soient les formules employées et jusqu'à ce que la Commission suisse se soit prononcée, les calculs des dalles, poutres et colonnes seront vérifiés par la méthode de M. le Professeur-Docteur W. Ritter, de Zurich, qui l'a publiée dans la *Schweizerische Bauzeitung*, en 1899.

Cette méthode permet, en négligeant les efforts d'extension du béton au-dessous de la fibre neutre, d'en déterminer la position pour des poutres hétérogènes en forme de T, elle est simple et peut s'appliquer aux divers systèmes en usage chez nous.

Pour dresser un projet on prendra provisoirement pour le hourdis l'axe neutre au centre de la section qu'on suppose homogène, puis on déterminera son épaisseur au moyen de la formule usuelle :

$$M_f = R\frac{I}{V}$$

$$M_f = R_b\,\frac{b\,h^2}{6}$$

$$\text{d'où } h = \sqrt{\frac{6\,M_f}{R_b\,b}}$$

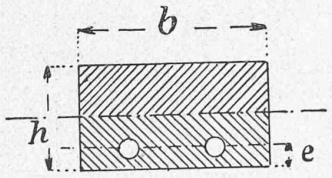

Fig. 1.

La section nécessaire de fer sera déterminée par la formule :

$$F_e = \frac{M_f}{R_f\left(\frac{5}{6}h - e\right)}$$

(Dans ces formules M_f est le moment fléchissant maximum, R_b le coefficient de travail du béton à la compression, R_f celui du fer à la tension, h la hauteur du hourdis, b la largeur de la tranche considérée et e la distance du centre des armatures à la semelle tendue).

Ces quantités déterminées, on calculera la position de l'axe neutre de la section hétérogène par la méthode Ritter, puis on vérifiera les valeurs des différents coefficients de travail; on sera généralement amené à modifier l'une ou l'autre des dimensions obtenues ci-dessus.

Pour les poutres et une fois le hourdis calculé on prendra provisoirement l'axe neutre à la partie inférieure de la semelle.

La section nécessaire de fer sera déterminée par la formule

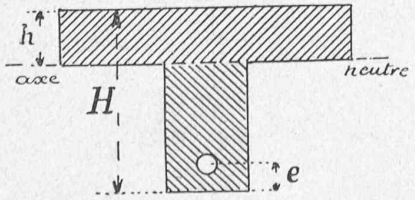

Fig. 2.

$$F_e = \frac{M_f}{R_f\left(H - (\frac{h}{3} + e)\right)}$$

H étant la hauteur totale de la poutre.

On procédera ensuite comme il est dit ci-dessus.

Les quantités H et e doivent être choisies arbitrairement. H variera suivant la destination de l'ouvrage, sa charge et sa portée ; pour les poutres de planchers on admet généralement :

$$\frac{H}{h} = 2 \text{ à } 2{,}5.$$

Remarquons que plus H est grand plus la section de fer nécessaire diminue.

Pour e, il y a avantage à placer l'armature le plus près possible de la semelle inférieure, cependant le fer doit toujours être complètement enrobé dans le béton, on prendra pour le premier calcul $e = 25$ mm. pour les hourdis et 4 à 5 cm. pour les poutres.

Pour le calcul au flambage des colonnes chargées axialement on prendra la formule :

$$P = \delta^k \times F$$

P étant la charge en kg., F la section de la colonne y compris celle des fers multipliée par $\alpha = 10$.

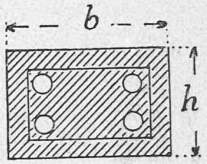

Fig. 3.

$$F = b\,h + \alpha\,F_e$$

$$\delta_k = \frac{R_c}{1 + 0.0001\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad \text{(Rankine)}$$

formule dans laquelle R_c est le coefficient de travail du béton à la compression, l la hauteur de flambage = au $^3/_4$ de la hauteur totale de la colonne, i le rayon de giration de la section soit :

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{\text{Moment d'inertie}}{\text{Section}}}.$$

Si la charge n'est pas axiale on tiendra compte des moments fléchissants provenant de sa décentration.

Citons, à propos des colonnes, les expériences en cours de M. Considère, sur le béton fretté qui pourra peut-être avantageusement s'employer dans ce cas.

(A suivre).

Concours pour le plan d'extension de la ville d'Yverdon.

Le jury chargé d'examiner les avants-projets présentés au concours pour le plan d'extension de la ville a terminé ses opérations.

Seize projets ont été remis au jury qui a décerné les prix suivants :

1er prix : Projet « Noël », de MM. John Landry, ingénieur, et Alphonse Chiocca, architecte, à Yverdon.

2e prix : Projet « Croissant dans un écusson », de M. Otto Kunzli, chez M. Décoppet, géomètre, à Yverdon.

3e prix : Projet « Etoile dans un cercle », de M. Auguste Campler, chez M. Décoppet, géomètre, à Yverdon.

4e prix ex-æquo : Projet « Y dans un triangle », de MM. Henri et Jules Chaudet, architectes, à Clarens.

4e prix ex-æquo : Projet « Croix fédérale », de M. Edmond Fatio, architecte, à Genève.

Les projets non primés peuvent être retirés à la secrétairerie municipale.

ERRATA

N° du 20 décembre 1902. Dans l'article : *Tunnel du Simplon*, page 331, 1re colonne, ligne 16, au lieu de 7m,65, lire **1m,65.**

N° du 10 janvier 1903. Dans l'article : *Développement des habitations ouvrières aux aciéries Friedrich Krupp*, page 5, 1re colonne, ligne 2, au lieu de Essen-Ruler, lire **Essen-Ruhr.**

Lausanne. — Imprimerie H. Vallotton & Toso Louve, 2.