

# Béton armé: quelques faits nouveaux

Autor(en): **Guidi, C.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **27 (1901)**

Heft 17

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-22143>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# Bulletin Technique de la Suisse Romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET ARCHITECTES. — PARAISSANT DEUX FOIS PAR MOIS

Redacteur en chef et Editeur responsable : E. IMER-SCHNEIDER, Ingénieur-Conseil, GENEVE, Boulevard James-Pazy, 8

**SOMMAIRE :** Béton armé, quelques faits nouveaux, par M. E. Elskes, ingénieur (suite). — Rapport de M. C. Buttica sur l'Exposition Universelle de Paris 1900 (suite, voir les articles précédents : pages 105, 119 et 138). — Chronique : XXXIX<sup>me</sup> Assemblée générale de la Société suisse des Ingénieurs et Architectes, à Fribourg. — Les éclissages électriques, par A. Kundig. — Concession St-Beatenberg-Interlaken. — SUPPLEMENT. Concours : Pont du Chaudron à Lausanne. — Programme du concours d'un plan de rectification et d'embellissement de la ville de Genève. — Planches hors texte et un cliché en première page : Concours du Musée de Genève : Projet de MM. Saulnier et Bordigoni, architectes, de Genève.

## BÉTON ARMÉ QUELQUES FAITS NOUVEAUX (Suite)

EXPÉRIENCES DE M. C. GUIDI

Professeur à l'Ecole royale d'application de Turin

SUR L'ÉLASTICITÉ ET LA RÉSISTANCE DES BÉTONS ARMÉS OU NON

Les applications multiples et importantes des bétons de ciment et, plus spécialement de ceux qu'on nomme *Béton armé*, éveillent chez les personnes s'occupant théoriquement ou pratiquement de construction, le désir de voir s'accroître la réserve de données d'expérience concernant l'élasticité et la résistance de ces matériaux. Ce besoin est particulièrement vif dans notre pays car si, à l'étranger, de précieux renseignements ont déjà été obtenus dans ce sens, nous manquons encore de données sur les matériaux que nous employons. Tel est le motif qui m'a conduit à entreprendre dans mon laboratoire des expériences de ce genre.

Une prochaine note parlera d'une série plus variée d'essais, demandés par la municipalité de Turin, et actuellement en cours d'exécution. Je me bornerai pour le moment à exposer brièvement

les résultats obtenus sur des éprouvettes gracieusement offertes par M. G.-A. Porcheddu, ingénieur, concessionnaire des brevets Hennebique pour l'Italie septentrionale.

Les recherches ont porté sur

- 1° L'adhérence du béton au fer.
- 2° L'élasticité et la résistance du béton, armé ou non, à la compression.

3° L'élasticité et la résistance du béton, non armé, à la tension.

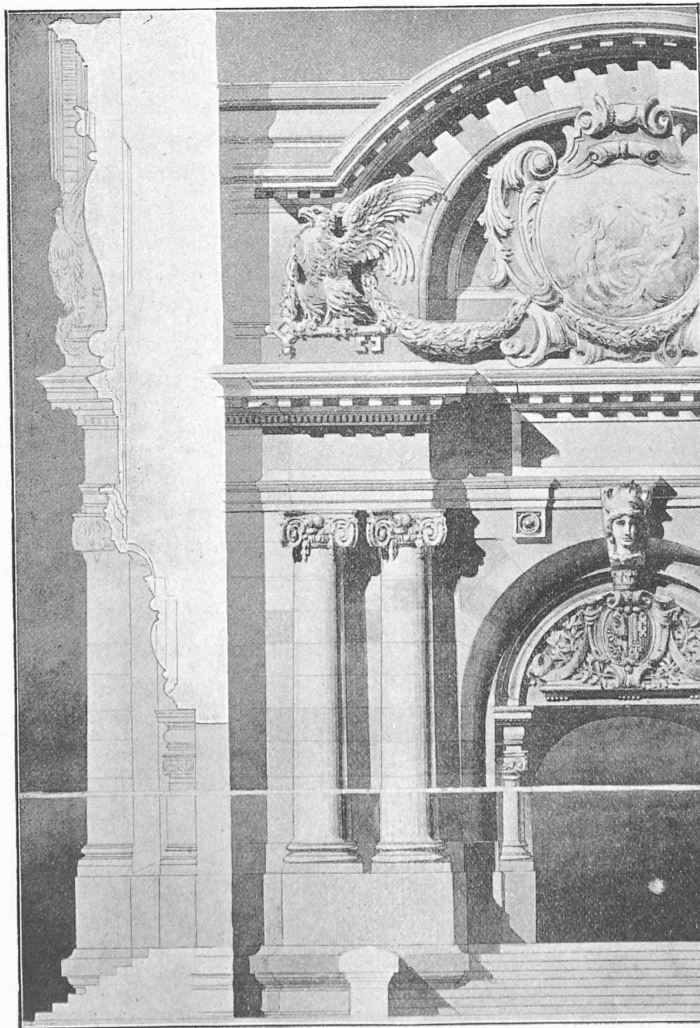
4° L'élasticité et la résistance du béton, armé ou non, à la flexion.

Le dosage du béton de toutes les éprouvettes est celui qu'on a adopté pour les constructions Hennebique, savoir 300 kg de ciment pour 0,400 m<sup>3</sup> de sable et 0,850 m<sup>3</sup> de gravier, soit une proportion de 1 partie de ciment pour 1,7 de sable et 3,7 de gravier.

Le ciment, à prise lente, soit ciment Portland, de 2<sup>me</sup> qualité, provenait de la Société anonyme des Chaux et Ciments de Casale.

La résistance de ces ciments, à la tension et à la compression, est naturellement sujette à varier, mais elle peut toutefois, après de nombreux essais exécutés par nous-même, être évaluée comme suit :

## Concours du Musée de Genève



Projet de MM. SAULNIER & BORDIGONI, architectes, à Genève

(Voir planche N° 20)

	Ciment pur kg/cm <sup>2</sup>	Ciment et sable 1:3 au poids kg/cm <sup>2</sup>
Résistance à la traction, après 28 jours d'éprouvettes en forme de 8, fabri- quées à la main . . . . .	40	20
— fabriquées à la machine . . . . .	—	30
Résistance à l'écrasement, après 28 jours, de cubes de 7 cm de côté, fabriqués à la main . . . . .	400	150
— fabriqués à la machine . . . . .	—	200

Le sable venait du Pô, et le gravier de la Doire.

Le poids spécifique de ces bétons au moment des expériences était de 2,3. Les essais eurent lieu, pour toutes les éprouvettes, environ 4 mois après la fabrication.

Les dimensions des éprouvettes étaient, en général, assez fortes pour que les résultats puissent s'appliquer directement à des constructions courantes. Elles furent fabriquées du reste sans soins spéciaux, mais dans les conditions ordinaires de la construction.

En réalité, les essais ont été plus nombreux que ne l'indique cette note; malheureusement, pour diverses raisons, on ne put obtenir d'un certain nombre d'entre eux tous les résultats attendus.

Il nous reste à remercier ici, outre M. G.-A. Porcheddu, mon assistant M. Panetti, Dr ing., de son aide intelligente, aussi bien durant la préparation des éprouvettes, que pendant les expériences qui suivirent.

#### Essais d'adhérence

Ces essais eurent lieu sur des prismes droits de béton, à base carrée, armés, suivant leur axe géométrique, de la barre de fer dont on cherchait l'adhérence. Une extrémité du fer dépassait la base du prisme et contre elle s'exerçait un effort de pression suivant parfaitement l'axe de la barre. L'effort déterminant le détachement, divisé par la surface de contact entre le fer et le béton, donnait le coefficient d'adhérence cherché.

Le tableau I contient les résultats obtenus, il montre combien cette adhérence peut varier; dans les expériences en question, elle a oscillé entre un minimum de 9 kg/cm<sup>2</sup> et un maximum de 33 kg/cm<sup>2</sup>. Il en ressort clairement l'influence qu'a, dans ces variations, la forme de la barre. De ces essais, on peut déduire que, pour les constructions courantes, c'est déjà beaucoup de compter avec un coefficient de 10 kg/cm<sup>2</sup> d'adhérence, à cause des imperfections possibles du béton, tant de sa structure propre que du pilonnage autour des barres.

Cette adhérence croît naturellement avec la richesse en ciment du béton. Les mêmes barres, noyées dans des

prismes de ciment pur, montrèrent une adhérence de 41, 50, 54 et jusqu'à 56 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Essais à la compression

Les éprouvettes destinées à ces essais étaient des parallélépipèdes droits ayant une hauteur de 20 cm et, comme base, les uns 14 × 14 et les autres 10 × 10 cm. Les uns n'étaient pas armés, les autres avaient aux 4 angles un fer rond de 15 mm de diamètre placé à 1,5 cm à l'intérieur des faces latérales; ces fers étaient reliés entre eux dans des plans transversaux, parallèles aux bases, par 4 fers plats ou étriers de 20 × 2 mm.

Pour quelques éprouvettes, l'armature s'arrêtait à 1,5 cm des bases. La pression exercée sur les bases du prisme était alors transmise par le béton au fer.

Pour d'autres, au contraire, les barres ayant exactement la longueur du prisme, la pression s'exerçait directement et sur le fer et sur le béton.

Suivant les échantillons, la prise eut lieu à l'air ou dans l'eau.

Le tableau II contient les résultats des mesures d'élasticité, faites avec l'appareil à miroir de Bauschinger, et la résistance à la compression, de 6 des prismes de petite section. Le tableau III résume les essais à la pression de deux des prismes armés, de grande section.

Les déformations élastiques, comme l'indique le tableau II, ne sont mesurées qu'à partir d'un effort initial, indispensable pour tenir solidement en place l'éprouvette et l'appareil. Avant qu'on en observe les déformations, l'éprouvette avait supporté 3 ou, au plus, 4 sollicitations d'un effort modéré. Pour les pressions faibles, qu'il convient de ne pas dépasser dans la pratique, il résulte du tableau II que les bétons, armés ou non, peuvent être regardés comme élastiques.

Nous appelons, pour les prismes armés, *section apparente*, et nous la désignons par  $F_a$ , la section transversale du prisme, déduite de ses dimensions extérieures, comme s'il était homogène; nous appelons, au contraire, *section réduite en ciment* un profil exclusivement en béton, équivalent pour la résistance à celle en question, nous la désignons par  $F_c$ . En admettant que le rapport des modules d'élasticité du fer et du béton est en moyenne 10, on déduit  $F_c$  de  $F_a$ , en ajoutant à cette dernière 10 fois la surface totale des fers de l'armature<sup>(1)</sup>.

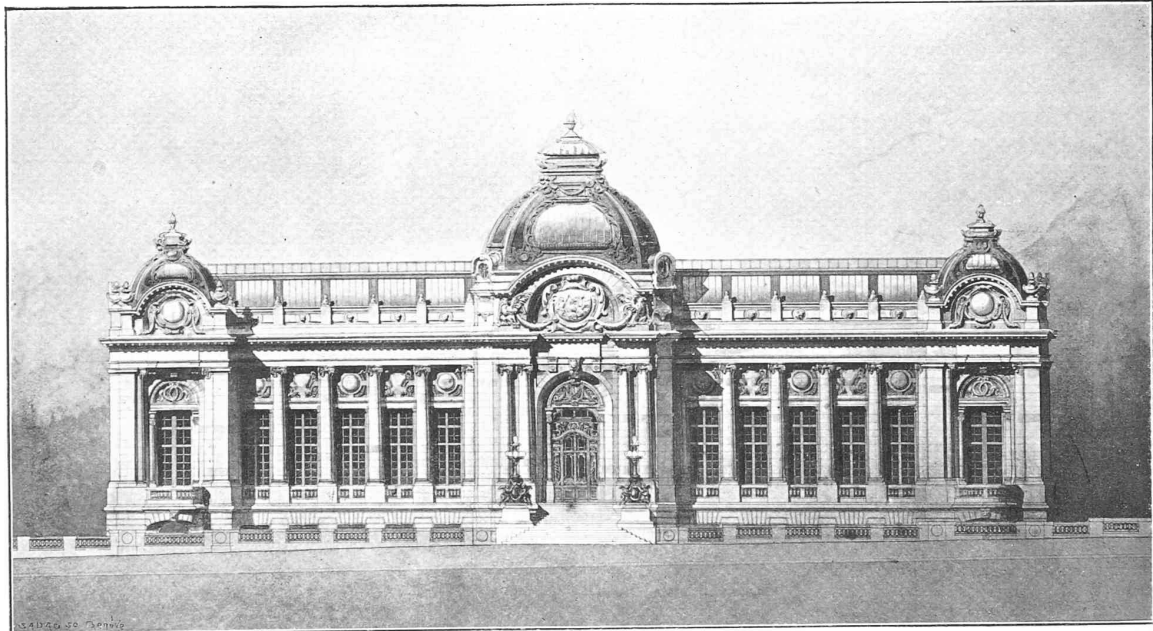
D'une manière analogue, nous adopterons encore les suivantes:  $E_a$ ,  $E_c$ ,  $K''_a$ ,  $K''_c$ , correspondant au module d'élasticité normal et à la résistance maximale par unité de surface soit du prisme apparent, soit du prisme réduit en ciment.

<sup>(1)</sup> En somme, il suffirait d'augmenter la section apparente de 9 fois celle du fer. Mais étant donné d'une part la section totale de l'armature Hennebique, toujours faible par rapport à celle du béton, et d'autre part l'incertitude du rapport susdit, on peut négliger la différence qui résulte de cette inexactitude et, pour la pratique, conserver pour multiplicateur le chiffre 10.

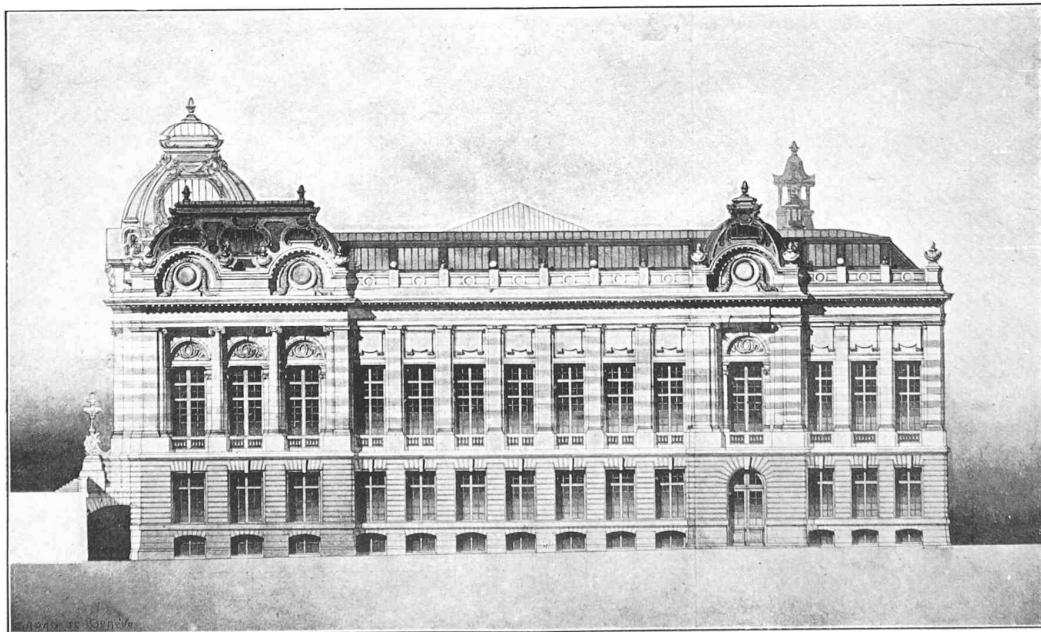
*Concours pour la construction d'un Musée central à Genève*

Projet de MM. SAULNIER & BORDIGONI, architectes à Genève

4<sup>m<sup>e</sup></sup> PRIX



FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE LATÉRALE

Seite / page

leer / vide /  
blank

Enfin soit  $\sigma''_f$  la pression maximum, par unité de surface, supportée par les barres de l'armature. L'expression en est

$$\sigma''_f = \frac{E_f}{E_c} K''_c$$

$E_f$  étant le module normal d'élasticité du fer.

Nous avons calculé, dans le tableau II,  $\sigma''_f$  pour les divers prismes armés, en conservant au rapport  $E_f : E_c$  la valeur 10. Mais il est à noter qu'en réalité personne ne peut être sûr de cette valeur pour l'instant qui précède la rupture; dès lors les valeurs de  $\sigma''_f$  ne doivent être considérées que comme approximatives.

L'examen du tableau II montre, ce qui était à prévoir du reste, que le module d'élasticité et la résistance à l'écrasement croissent si la prise complète du béton s'est effectuée à l'humidité plutôt qu'au sec. Du même tableau il ressort que le module  $E_c$  d'élasticité du béton varie faiblement entre les prismes armés ou non. Il se tient près du chiffre de 200 kg/cm<sup>2</sup>, admis, comme on sait, dans la pratique.

Quant à la résistance  $K''_c$  du béton à l'écrasement, elle croît sensiblement dans les prismes armés, ce qui confirme l'influence favorable exercée par l'armature sur le béton. Dans cette heureuse combinaison, les composants s'entraident; le béton en serrant la barre chargée debout, l'empêche de flamber et les liens de l'armature s'opposent au gonflement du prisme comprimé.

Les valeurs représentant le mieux la vraie résistance à la compression du béton armé, convenablement traité et durci à l'humidité, nous semblent fournies par les éprouvettes N° VI du tableau II et N° II du tableau III, c'est-à-dire en moyenne, 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Dans la maçonnerie ordinaire non armée soumise à la pression simple, on donne au rapport  $\frac{K''}{K''_c}$  la valeur  $\frac{1}{10}$ . Nous pouvons, vu l'emploi d'une armature, dépasser légèrement ce chiffre et adopter ici pour coefficient de travail  $k''$ , soit charge de sûreté, la valeur de 30 kg/cm<sup>2</sup>.

Il faut noter que les moindres imperfections d'exécution, comme aussi des conditions accidentelles défavorables au durcissement complet, peuvent abaisser sensiblement la valeur de  $K''$ .

#### Essais à la tension

Les éprouvettes destinées à ces essais étaient, au milieu, prismatiques, d'une section carrée de 10 cm de côté. Chaque extrémité, en queue d'hirondelle, était saisie par une mâchoire métallique ad hoc.

Les résistances unitaires fournies par ces éprouvettes furent respectivement de 8, 10, 12, 14 et 17,6 kg/cm<sup>2</sup>. La dernière éprouvette servit en outre à

la détermination des déformations élastiques et, par là, du module d'élasticité. Les résultats sont contenus dans le tableau IV et montrent que, pour des efforts modérés de traction, le béton se comporte comme un corps élastique. Le coefficient d'élasticité trouvé diffère peu de celui qui résulte des essais à la pression.

#### Essais de la flexion

Les éprouvettes soumises à ces essais avaient la forme de poutres prismatiques de section rectangulaire de 10 × 20 cm, d'une longueur de 105 cm, les unes armées, les autres non. Pour toutes, sans distinction, la prise avait eu lieu au sec.

Soumises à la flexion, elles furent toutes posées de champ, de façon que le plan de sollicitation coupât les diverses sections transversales de la travée suivant leur grande médiane.

Voici quelques-uns des résultats obtenus :

I. — *Poutre en béton non armé.* La poutre est appuyée sur les arêtes de deux prismes distantes de  $L = 100$  cm. Elle est sollicitée par une force concentrée  $P$ , appliquée sur la section médiane et croissant graduellement. Jusqu'à la valeur de  $P = 0,60$  t pour chaque augmentation de 0,20 t on observe un accroissement 0,04 mm de la flèche. La poutre se comporte donc comme une poutre élastique.

Si l'on pose :

$I =$  Moment d'inertie de la section transversale rapporté à l'axe neutre.

$\rho =$  Rayon d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe neutre.

$f =$  Inflexion observée.

$X =$  Coefficient numérique dépendant de la forme de la section transversale de la travée,

on a pour le module  $E$  d'élasticité

$$E = \frac{PL^3}{48I} \left[ 1 + 30X \left( \frac{\rho}{L} \right)^2 \right]$$

ou en rappelant que, pour une section rectangulaire,

$X = \frac{6}{5}$  et  $\rho^2 = \frac{1}{12} h^2$ , si  $h$  est la hauteur de la section.

$$1) \quad E = \frac{PL^3}{48I} \left[ 1 + 3 \left( \frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

soit dans notre cas

$$E = \frac{0,20 \times 100^3}{48 \cdot \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 20^3 \cdot 0,004} \left[ 1 + 3 \left( \frac{20}{100} \right)^2 \right] \\ = 156 \left[ 1 + 0,12 \right] = 175 \text{ t/cm}^2$$

Pour  $P = 0,75$  t eut lieu la rupture dans la zone tendue de la section médiane. Si l'on exige que, dans la construction courante, l'effort maximum ne dépasse pas

$\frac{1}{10}$  de l'effort de rupture, le moment maximum que pourrait supporter en toute sécurité une travée semblable serait

$$M = \frac{1}{10} \cdot \frac{1}{4} \cdot 750 \times 100 = 1875 \text{ kg/cm}$$

d'où résulte pour l'effort de sûreté  $k'$  à la tension admissible pour le béton, si  $W$  est le module de résistance de la section transversale de la travée

$$k' = \frac{M}{W} = \frac{1875}{\frac{1}{6} \cdot 10 \cdot 20^2} = 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

II. — *Poutre en béton armé d'une seule barre, de 11 mm de diamètre, placée dans le plan médian, son axe distant de 2 cm de la face tendue.*

Section transversale réduite en ciment

$$F_c = 10 \times 20 + 10 \times 0,95 = 210 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section par rapport à la face tendue

$$M_s = \frac{1}{2} 10 \times 20^2 + 10 \cdot 0,95 \times 2 = 2019 \text{ cm}^3$$

Distance de la face tendue au centre de la barre

$$y' = \frac{M_s}{F} = \frac{2019}{210} = 9,6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{1}{3} 10 \times 20^3 + 10 \times 0,95 \times 2^2 - 210 \times 9,6^2 = 7351 \text{ cm}^4$$

a) La travée est soumise à deux charges égales à  $\frac{1}{2} P$  (composantes de la force  $P$  exercée par la machine), distantes de 100 cm et appliquées contre la face armée. Elle est appuyée sur les arêtes de deux prismes, distantes de  $L = 80$  cm l'une de l'autre et placées respectivement à  $a = 10$  cm de la charge la plus voisine. Dans la portée centrale  $L$ , entre les appuis, la ligne élastique est, comme on le sait, un arc de cercle dont la flèche a pour expression

$$2) f = \frac{P a L^2}{16 E I}$$

En mesurant les flèches à partir d'un effort initial  $P$  de 0,50 t pour des augmentations successives de  $\frac{1}{2} t$ , on a obtenu les résultats suivants :

$P = t$	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$f = \text{mm}/100$	0	2,5	5,0	11,0	18,5	29,5	42,5	60,5
Différences		2,5	2,5	6,0	7,5	9,0	13,0	18,0

De la formule 2) on tire pour le module d'élasticité la valeur

$$E_c = \frac{0,50 \times 10 \times 80^2}{16 \times 7351 \times 0,0025} = 1091 \text{ t/cm}^2$$

soit un peu plus que  $\frac{1}{20} E_f$ .

Si l'on refait le calcul en supposant  $E_f : E_c = 20$  on obtient  $E_c = 105 \text{ t/cm}^2$ , valeur qui diffère de la première d'une quantité pratiquement insignifiante.

b) Les conditions de pose et de sollicitation sont celles de la travée I.

Les flèches mesurées atteignent alors les valeurs suivantes :

$P = t$	0,50	1,00	1,50
$f = \text{mm}/100$	0	13	33
Différence		13	20

Le module d'élasticité pour des efforts modérés, calculé par la formule 1) (en admettant que, malgré l'armature,  $X$  reste  $\frac{6}{5}$ ), a pour valeur

$$E = \frac{0,50 \times 100^3}{48 \cdot 7351 \cdot 0,013} \left[ 1 + 3 \left( \frac{20}{100} \right)^2 \right] = 109(1 + 0,12) = 1221 \text{ t/cm}^2$$

La poutre se rompt sous une charge de  $P = 1,75 t$ .

Les constructions en béton armé résistent généralement encore après la rupture à un effort notable. Il y a là incontestablement un avantage de ce genre de constructions sur celles en maçonnerie ordinaire, mais il ne serait toutefois pas recommandable d'excéder outre mesure l'effort maximum admis, soit la charge de sécurité ; et cela d'autant plus que ces constructions demandent à l'exécution un soin tout particulier, bien supérieur à celui qu'on exige pour la maçonnerie ordinaire, soin qui peut manquer à l'occasion.

Nous admettons donc que la charge de sécurité ne peut dépasser  $\frac{1}{8}$  de l'effort de rupture. Pour une travée semblable à celle en question on peut donc regarder comme moment maximum admissible :

$$M = \frac{1}{8} \frac{1}{4} 1750 \cdot 100 = 5469 \text{ kg cm.}$$

De là résultent pour le béton les valeurs suivantes du coefficient de travail :

$$k' = \frac{5469 \cdot 9,6}{7351} = \approx 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$k'' = \frac{5469 \cdot 10,4}{7351} = \approx 8 \text{ kg/cm}^2$$

III. *Poutre en béton armé de 2 fers ronds de 11 mm de diamètre, placés dans les angles tendus. La distance de l'axe géométrique d'une barre aux 2 faces voisines est de 2 cm.*

$$F_c = 10 \cdot 20 + 2 \cdot 10 \cdot 0,95 = 219 \text{ cm}^2$$

$$M_s = \frac{1}{2} 10 \cdot 20^2 + 2 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 2 = 2038 \text{ cm}^3$$

$$y' = \frac{2038}{219} = 9,3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 20^3 + 2 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 2^2 - 219 \cdot 9,3^2 = 7800 \text{ cm}^4$$

La poutre est appuyée sur les arêtes de 2 prismes, distantes de  $L = 100$  cm. Elle est sollicitée dans sa section médiane par une force concentrée  $P$ , croissant graduellement.

En mesurant les flèches, de demi en demi tonne, à

partir d'un effort initial  $P$  de 0,50 t, on obtient les résultats suivants :

$P = t$	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
$f = \text{mm}/100$	0	8	16	34	55	76
Différence		8	8	18	21	21

Le module d'élasticité, d'après la formule 1, a pour valeur :

$$E = \frac{0,50 \cdot 100^3}{48 \cdot 7800 \cdot 0,008} (1 + 0,12) = 187 \text{ t/cm}^2$$

Un effort de 3,46 t provoque la rupture. Ainsi donc, pour une poutre pareille à celle-ci, il faut considérer comme moment fléchissant maximum admissible :

$$M = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3460 \cdot 100 = 10812 \text{ kg cm}^2$$

ce qui donne :

$$k' = \frac{10812 \times 0,3}{7800} = 0,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$k'' = \frac{10812 \times 10,7}{7800} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

IV. — *Poutre en béton armé symétriquement de 2 fers ronds de 11 mm de diamètre, placés dans le plan de sollicitation, l'un dans la région tendue, l'autre dans la région comprimée. La distance des axes géométriques de ces barres à la face la plus voisine était de 2 cm.*

Soumise à la flexion dans les mêmes conditions de pose et de charge que l'éprouvette précédente, la poutre a cédé à un effort  $P$  de 1,95 t; on a encore :

$$I = \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 20^3 + 2 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 8^2 = 7883 \text{ cm}^4$$

d'où l'on déduit :

$$k' = k'' = \frac{1}{8} \cdot \frac{1/4 \cdot 1950 \cdot 100 \cdot 10}{7883} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

V. — *Poutre en béton armé de 4 fers ronds de 11 mm de diamètre placés symétriquement près des 4 arêtes de la travée. La distance de l'axe géométrique d'une quelconque de ces barres aux 2 faces voisines est de 2 cm.*

$$I = \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 20^3 + 4 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 8^2 = 9099 \text{ cm}^4$$

La poutre placée dans les mêmes conditions que les précédentes a cédé à un effort  $P$  de 2,84 t, d'où résulte

$$k' = k'' = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{2840 \cdot 100 \cdot 10}{9099} = 9,10 \text{ kg cm}^2$$

On remarque que la résistance fournie par cette poutre à armature symétrique est inférieure d'environ 18 % à celle de la poutre correspondante à armature simple. Cette anomalie est en partie explicable dans une poutre à dimensions si limitées, par le fait que l'introduction d'autres barres dans la région comprimée est cause, dans le béton, d'une discontinuité ainsi que d'un pilonnage moins soigné durant la fabrication. Ces inconvénients peuvent contrebalancer, et au delà, le faible avantage provenant de la résistance du fer à la pression.

VI. — *Poutre à armature du type Hennebique (deux fers ronds de 11 mm de diamètre, situés dans le plan de sollicitation; l'un droit, son axe géométrique distant de 2 cm de la face tendue; l'autre, parallèle au premier et distant de lui de 2 cm dans la partie centrale de la travée, et remontant vers ses extrémités. Les deux barres sont reliées à la zone comprimée de la travée par les caractéristiques étriers Hennebique).*

Soumise à la flexion dans les mêmes conditions de

TABLEAU I.  
Essais d'adhérence du béton Hennebique au fer.

N° d'ordre	DIMENSIONS du prisme de béton cm		PROFIL DU FER NOYÉ DANS LE BÉTON	RÉSISTANCE totale au glissement kg	ADHÉRENCE du béton au fer kg/cm²	OBSERVATIONS
	Base	Hauteur				
1	14×14	8,0	Fer rond : diam. = cm 1,8	800	18	
2	»	9,0	» » » 2,4	1300	19	
3	»	9,5	» » » 3,45	960	9	
4	»	9,5	» » » 4,0	1640	14	
5	»	9,5	» » » 4,45	2020	15	
6	»	9,0	Fer carré : côté = cm 1,9	1380	20	
7	»	9,2	» » » 3,0	3220	30	
8	»	9,0	» » » 4,0	2200	15	
9	»	10,0	Fer plat cm 1,6 × 3,15	3120	33	Placé dans un plan médian du prisme
10	»	9,0	» » 1,0 × 4,0	1120	12	Placé dans un plan diagonal du prisme
11	»	9,2	» » 1,0 × 4,9	1000	9	»
12	»	8,5	» » 1,2 × 7,0	2000	14	»
13	»	10,0	» » 1,5 × 5,9	2140	14	»
14	»	9,0	» » 1,6 × 5,4	1340	11	»
15	»	9,5	» » 2,0 × 5,0	2880	22	»
16	»	9,2	» » 2,4 × 4,0	2700	25	»



TABLEAU II. — Essais sur l'élasticité et la résistance à la pression de bétons Hennebique armés ou non.

N° d'ordre	DÉSIGNATION DES ÉPROUVETTES	CHARGES totales t	Raccourcissements mesurés sur la médiane longitudinale des deux faces latérales opposées		Raccourcissement moyen $\frac{l}{10000}$ mm	DIFFÉRENCE	OBSERVATIONS
			gauche $\frac{l}{5000}$ mm	droite $\frac{l}{5000}$ mm			
I	Prisme en béton non armé de dimensions cm $10 \times 10 \times 20$ . La prise eut lieu au sec.	0,50	0	0	0	31	Longueur sur laquelle furent mesurées les déformations = $l = 15,20$ cm. Section transversale du prisme = $F = 100$ cm <sup>2</sup> . Module d'élasticité $E$ $E = \frac{1,50 \cdot 1520000}{100 \cdot 105} = 218$ t/cm <sup>2</sup> . Résistance maximum $K''$ $K'' = \frac{11800}{100} = 118$ kg/cm <sup>2</sup> .
		1,00	19	12	31	37	
		1,50	40	28	68	37	
		2,00	63	42	105	45	
		2,50	90	61	150	50	
		3,00	120	80	200		
II	Prisme en béton non armé de dimensions cm $10 \times 10 \times 20$ . La prise eut lieu à l'humidité.	0,50	0	0	0	31	$l = 15,20$ cm. $F = 100$ cm <sup>2</sup> . $E = \frac{1,50 \cdot 1520000}{100 \cdot 94} = 243$ t/cm <sup>2</sup> . $K'' = \frac{13600}{100} = 136$ kg/cm <sup>2</sup> .
		1,00	18	13	31	30	
		1,50	33	28	61	33	
		2,00	52	42	94	45	
		0,50	1	2	3	47	
		2,50	78	61	139	47	
		3,00	103	83	186	53	
		3,50	131	102	233		
III	Prisme en béton à base carrée, armé de 4 fers ronds. Dimensions du prisme cm $10 \times 10 \times 20$ . Diamètre des fers 15 mm. L'armature cesse à 1,5 cm des bases du prisme. La prise eut lieu au sec.	1	0	0	0	43	$l = 15,20$ cm Section apparente du prisme = $F_a = 100$ cm <sup>2</sup> . Section réduite en ciment = $F_c = 100 + 4 \times 10 \times 1,77 = 171$ cm <sup>2</sup> . $E_a = \frac{3 \cdot 1520000}{100 \cdot 134} = 340$ t/cm <sup>2</sup> . $E_c = E_a \cdot \frac{100}{171} = 199$ t/cm <sup>2</sup> . $K''_a = \frac{28000}{100} = 280$ kg/cm <sup>2</sup> . $K''_c = \frac{28000}{171} = 164$ kg/cm <sup>2</sup> . $\sigma''_f = 10 \cdot K''_c = 1640$ kg/cm <sup>2</sup> .
		2	28	15	43	45	
		3	55	33	88	46	
		4	79	55	134	64	
		1	1	2	3	70	
		5	110	88	198		
		6	141	127	268		
IV	Prisme en béton à base carrée, armé de 4 fers ronds. Dimensions du prisme cm $10 \times 10 \times 20$ . Diamètre des fers 15 mm. L'armature cesse à 1,5 cm des bases du prisme. La prise eut lieu à l'humidité.	1	0	0	0	37	$l = 15,20$ cm. $F_a = 100$ cm <sup>2</sup> $F_c = 171$ cm <sup>2</sup> . $E_a = \frac{3 \cdot 1520000}{100 \cdot 113} = 404$ t/cm <sup>2</sup> . $E_c = E_a \cdot \frac{100}{171} = 236$ t/cm <sup>2</sup> . $K''_a = \frac{31200}{100} = 312$ kg/cm <sup>2</sup> . $K''_c = \frac{31200}{171} = 182$ kg/cm <sup>2</sup> . $\sigma''_f = 10 \cdot K''_c = 1820$ kg/cm <sup>2</sup> .
		2	20	17	37	37	
		3	40	34	74	39	
		4	58	55	113	48	
		1	0	0	0	50	
		5	79	82	161		
V	Prisme en béton à base carrée, armé de 4 fers ronds. Dimensions du prisme cm $10 \times 10 \times 20$ . Diamètre des fers 15 mm. L'armature a exactement la longueur du prisme. La prise eut lieu au sec.	1	0	0	0	46	$l = 15,40$ cm. $F_a = 100$ cm <sup>2</sup> $F_c = 171$ cm <sup>2</sup> . $E_a = \frac{3 \cdot 1540000}{100 \cdot 140} = 316$ t/cm <sup>2</sup> . $E_c = E_a \cdot \frac{100}{171} = 185$ t/cm <sup>2</sup> . $K''_a = \frac{35200}{100} = 352$ kg/cm <sup>2</sup> . $K''_c = \frac{35200}{171} = 206$ kg/cm <sup>2</sup> . $\sigma''_f = 10 \cdot K''_c = 2060$ kg/cm <sup>2</sup> . Le prisme écrasé supporte encore une charge permanente de 30 t.
		2	23	23	46	50	
		3	54	42	96	50	
		4	83	63	146	94	
		1	0	0	0	97	
		5	130	100	230		
VI	Prisme en béton à base carrée, armé de 4 fers ronds. Dimensions du prisme cm $10 \times 10 \times 20$ . Diamètre des fers 15 mm. L'armature a exactement la longueur du prisme. La prise eut lieu à l'humidité.	1	0	0	0	42	$l = 15,50$ cm. $F_a = 100$ cm <sup>2</sup> $F_c = 171$ cm <sup>2</sup> . $E_a = \frac{3 \cdot 1550000}{100 \cdot 132} = 352$ t/cm <sup>2</sup> . $E_c = E_a \cdot \frac{100}{171} = 206$ t/cm <sup>2</sup> . $K''_a = \frac{39300}{100} = 393$ kg/cm <sup>2</sup> . $K''_c = \frac{39300}{171} = 230$ kg/cm <sup>2</sup> . $\sigma''_f = 10 \cdot K''_c = 2300$ kg/cm <sup>2</sup> . Le prisme écrasé supporte encore une charge permanente de 33 t.
		2	20	22	42	46	
		3	40	48	88	44	
		4	61	71	132	68	
		1	0	2	2	69	
		5	87	103	190		

pose et de charge que les poutres précédentes<sup>(1)</sup>, la poutre a subi, pour  $P=3,20$  t, diverses lésions dans la région tendue. Pourtant la poutre ainsi avariée supporta encore une charge de 2,70 t. La sollicitation maximum à laquelle cette poutre a résisté est donc inférieure de 7,5 % à celle qu'à supportée la poutre III. Ceci peut s'expliquer par le fait que, dans cette travée, la 2<sup>me</sup> barre, plus distante que la 1<sup>re</sup> de la face tendue, travaille moins efficacement. A cela s'ajoute la discontinuité et peut-être un pilonnage moins parfait du béton, inconvénients causés par l'armature plus compliquée et explicables dans une poutre de dimensions si limitées.

VII. — Cette poutre est semblable à la précédente, sauf adjonction d'un fer rond droit, placé dans le plan de sollicitation, son axe distant de 2 cm de la face comprimée. Il est relié à la zone tendue par des étriers intercalés parmi les premiers.

La poutre, soumise aux mêmes conditions de pose et de charge que la précédente, a cédé à un effort de

$P=2,10$  t, montrant des fissures dans la partie tendue, près de la section centrale. L'effort maximum supporté est inférieur du 39 % à celui indiqué pour la poutre III. Les raisons en sont les mêmes que pour l'éprouvette précédente, mais avec plus d'intensité encore.

Ces quelques expériences sont confirmées, en général, par d'autres, plus nombreuses, et qui feront l'objet d'une nouvelle communication. Elles montrent, comme on pouvait s'y attendre, le grand avantage de l'armature dans la zone soumise à la tension par suite de l'effort de flexion. La résistance peut croître ainsi jusqu'au quadruple (travée III). Ce qui apparaît moins clairement, c'est l'avantage qui, théoriquement, résulterait de la présence d'une armature dans la zone comprimée, ainsi que de l'adjonction des étriers de liaison décrits ci-dessus. Il est à noter que, dans tous ces essais à la flexion, les lésions constatées à la partie tendue de la travée, ne le furent que pour des efforts de peu inférieurs à ceux produisant la rupture. Le fessimètre employé dans nos essais étant fort sensible, la moindre lésion, survenue dans la zone tendue de l'éprouvette s'y voit dénoncée par un accroissement notable de la flèche, car, l'équili-

(1) En vérité, la courbure de la 2<sup>e</sup> barre, nécessitée dans la pratique courante par les conditions de pose, un demi-encastrement, n'est pas justifiée dans une poutre à appuis simples. Toutefois elle ne peut nuire, si l'on tient compte de la loi de variation des moments fléchissants dans la poutre expérimentée.

TABLEAU III.

Essais à la pression de prismes de béton Hennebique armés de quatre fers ronds de 15 mm de diamètre.  
(L'armature a exactement la longueur du prisme).

	DIMENSIONS DES PRISMES cm	SECTION apparente = $F_a$ cm <sup>2</sup>	SECTION réduite en ciment = $F_c$ cm <sup>2</sup>	CHARGE totale d'écrase- ment = $N$ t	$\frac{N}{F_a} = K_a$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{N}{F_c} = K_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_r = 10K_c$ kg/cm <sup>2</sup>	OBSERVATIONS
I	14,0 × 14,1 × 19,8	197	268	43,70	222	163	1630	La prise eut lieu au sec. Après la rupture le prisme supporte encore une charge permanente de 36 t.
II	14,1 × 14,3 × 19,8	202	273	73,50	364	269	2690	La prise eut lieu à l'humidité. Rupture instantanée. Le prisme rompu supporte encore une charge permanente de 39,50 t.

TABLEAU IV.

Essais sur l'élasticité et la résistance à la tension d'un prisme de béton sans armature.

DIMENSIONS de la section transversale du prisme cm	CHARGE totale t	ALLONGEMENTS mesurés sur les médianes longitudinales de deux faces latérales opposées		ALLONGE- MENT moyen $\frac{l}{10000}$ mm	DIFFÉ- RENCES	OBSERVATIONS
		gauche $\frac{l}{5000}$ mm	droite $\frac{l}{5000}$ mm			
10 × 10	0,20	0	0	0	19	Longueur sur laquelle furent mesurés les allongements $l = 20,2$ cm  $F = 100$ cm <sup>2</sup> $E = \frac{0,60 \cdot 2020000}{100 \cdot 56} = 216$ t/cm <sup>2</sup> . $K^* = \frac{1760}{100} = 17,6$ kg/cm <sup>2</sup> .
—	0,40	9	10	19	19	
—	0,60	19	19	38	18	
—	0,80	26	30	56		
—	0,20	2	6	8		
—	1,76	Rupture suivant une section trans- versale droite, de la partie centrale de l'éprouvette.				

bre moléculaire étant brusquement rompu, il en résulte pour le fer qui travaille à la tension, un accroissement d'effort sensible et par suite une dilatation instantanée. A ce moment, quand la tension unitaire est très forte dans le fer (en général supérieure à  $2 \text{ t/cm}^2$ ), il s'y produit un allongement qui, en ouvrant les fissures, diminue la section du béton. Celui-ci doit pourtant encore résister à la pression; il en résulte la rupture de la poutre. Comme on l'a déjà vu, il y a là un avantage de ces systèmes de béton armé. La rupture, au lieu d'être un affaissement avec brisure complète, se produit graduellement et la travée rompue peut encore supporter une charge notable.

Le fait que la prise a eu lieu au sec a certainement eu une influence défavorable sur la résistance de ces travées. Toutefois cette action est moins à craindre qu'on ne pourrait le croire: une prochaine publication le démontrera. Dans la supposition que l'effort de sécurité ou charge admissible soit pris comme ci-dessus égal à  $\frac{1}{8}$  de la charge de rupture, l'effort de sécurité pour le béton d'une travée armée oscillerait, d'après ces expériences, entre 8 et  $15 \text{ kg/cm}^2$ . Il va sans dire que ces limites peuvent être relevées dans des constructions bien exécutées, où la prise se fait à l'humidité, et où, par suite de la solidarité des diverses parties, la résistance générale est évidemment accrue.

(A suivre.)

## RAPPORT DE M. CONSTANT BUTTICAZ

Membre suppléant du Jury international

### Matériel et procédés généraux de la mécanique et appareils divers de la mécanique générale

à l'Exposition Universelle de Paris 1900

(Suite et fin. — Voir pour les articles précédents p. 105, 119 et 138)

#### CHAPITRE IV

##### Machines hydrauliques

L'exposition des sections étrangères présente une très grande variété de pompes à bras; certains constructeurs se sont fait une spécialité de ces appareils et les écoulent sur le marché à des conditions très avantageuses. Les clapets en caoutchouc donnent de bons résultats.

Les norias sont représentées par quelques échantillons à godets, mus à bras ou à l'aide d'un cheval. Citons la pompe Lemaire, composée d'une chaîne munie de petits godets, qui peut fonctionner à de grandes profondeurs, avec un bon rendement.

Les béliers qui s'appliquent dans des conditions avantageuses et dont le rendement varie considérablement suivant la proportion des chutes, sont l'objet de quelques modifications ou améliorations, notamment en vue d'utiliser comme puissance motrice une eau différente de celle que cet appareil doit élever. Les anciens béliers ont souvent été complétés par différents

moteurs-pompes, hydro-élévateurs et autres appareils analogues, destinés à utiliser les petites chutes d'eau pour des installations spéciales d'hôtels, de châteaux, etc. Dans ce genre rentrent des dispositions spéciales, telles que le pulsateur à air comprimé qui permet la transmission de l'énergie, par exemple, depuis une roue à vent jusqu'à un puits situé à une certaine distance. Il en est de même du pulsateur hydraulique qui permet de transmettre mécaniquement l'énergie à une certaine distance pour des pompes très profondes, par exemple. On trouve encore dans ce même genre des propulseurs à bielles liquides, dont le nom seul indique le fonctionnement.

La maison Bollée, au Mans (Sarthe), expose un bélier dont le débit est de 80 litres par seconde et l'élévation 14 mètres.

Les pompes Mammouth sont disposées de telle façon qu'on obtient l'ascension d'une colonne d'eau au moyen de l'air comprimé qui se détend successivement. Elles se construisent pour des débits de 12 à 35 mille litres par minute. Le rendement utile indiqué serait de 58 à 72 % du travail théorique emmagasiné dans l'air comprimé.

Les pompes à grande puissance sont représentées par quelques types du système Worthington, elles se distinguent par l'attaque directe de la pompe par la machine à vapeur, sans le secours d'un volant; le point mort est franchi au moyen d'un petit piston spécial.

Dans la section hongroise, une pompe Worthington représentait un des modèles installés par la ville de Budapest, qui en possède déjà six semblables, elle élève 27,000 mètres cubes d'eau en 23 heures, à une hauteur totale de 74 mètres. La vitesse linéaire du piston atteint 40 mètres par minute. Ces machines ont l'avantage de se construire aussi bien verticales qu'horizontales. Au 1<sup>er</sup> mai 1894, la totalité de l'eau élevée par les pompes Worthington était de 13 millions de mètres cubes par jour. Les plus grosses installations de ce genre se trouvent à Rotterdam, où elles débitent 72,000 mètres cubes par jour; des machines de puissance semblable sont installées à Bombay, pour le pompage des eaux d'égouts. Une installation plus considérable existait à l'Exposition de Chicago, où une série de pompes Worthington élevait 242,000 mètres cubes par jour. A titre de comparaison, l'installation de la ville de Genève, dont les machines ont été construites par la maison Escher, Wyss & C<sup>o</sup>, est à même de fournir un volume d'eau d'environ 270,000 mètres cubes par jour, de sorte qu'au point de vue de l'importance de ces installations hydrauliques, la Suisse se trouve encore au premier rang. En ce qui concerne les élévations à une grande hauteur (500 m.), la maison Escher, Wyss & C<sup>o</sup> a à son actif l'installation de Chaux-de-Fonds, à juste titre très considérée par les spécialistes. Elle présente, en outre, à l'Exposition, un hydrophon, sorte de pompe actionnée par un moteur électrique refoulant l'eau dans un bac; l'eau ainsi élevée sert à son tour à alimenter une turbine qui actionne un autre moteur électrique, le tout donnant un rendement de 40 %. Cette maison a obtenu un Grand Prix pour ses machines hydrauliques.

La Ville de Paris a établi, ces dernières années, une élévation complète des eaux d'égouts pour atteindre les hauteurs d'Argenteuil. Chaque groupe de pompe peut débiter 630 litres d'eau par seconde, à la hauteur manométrique de 43 mètres, les pompes sont horizontales à double effet avec des pistons plongeurs. Le pompage se fait au moyen de relais, la seconde installation est à 30 km de Paris.

La maison Merz de Bâle expose une petite pompe à piston petit modèle, très employée dans l'industrie.

Dans les pompes centrifuges la palme revient à la maison Sulzer frères de Winterthur, dont l'exposition a obtenu les félicitations du Jury. Cette pompe est caractéristique et marque un progrès considérable sur celles de 1889, puisqu'à cette époque les pompes centrifuges n'élevaient l'eau qu'à 10 ou 12 mètres, tandis qu'actuellement on atteint 140 mètres. C'est la maison Sulzer qui a construit récemment pour le Service des eaux de la Ville de