

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 39/40 (1902)  
**Heft:** 23

**Artikel:** Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion  
**Autor:** Schüle, F.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-23460>

#### **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:** 23.02.2026

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

## Das neue Museum in Solothurn.



Abb. 6. Nordportal des Museums.

## Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion

par F. Schüle, professeur à l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich.

### II. (Suite.)

Les charges furent portées, après avoir enlevé les instruments, aussi haut que possible et atteignirent les chiffres suivants:

pour la poutre *B*: 16,5 *t*, pour la poutre *C*: 14,3 *t*.

Ces valeurs ne purent être dépassées par suite de l'augmentation des fissures et de l'écrasement de la partie supérieure comprimée du béton. La figure 7 représente les deux poutres après l'essai et la disposition des fissures qui se sont produites, avec l'indication pour la poutre *C*, des charges sous lesquelles les fissures furent constatées, inscrites au point où la fissure paraissait s'arrêter.

Le tableau précédent indique pour les limites inférieures des charges, des tensions croissantes; afin de rendre ce phénomène plus apparent, les figures 8 et 9 (pages 250 et 251) donnent pour les poutres *B* et *C* et pour chaque barre de l'armature, la ligne en gradins des allongements totaux observés pour les limites supérieures successives des charges et en outre les allongements pour la limite inférieure de 1 *t* reportés sur l'horizontale de la charge-limite supérieure correspondante. Ces figures permettent aussi d'apprécier les différences d'allongements d'une barre à l'autre de la même poutre.

A la fin des essais des trois poutres armées, le béton a été en partie enlevé pour vérifier les dimensions des armatures et prélever des échantillons destinés aux essais de traction et à la détermination du coefficient d'élasticité du métal; en outre une section de chaque barre fut polie et attaquée à l'acide afin d'établir la nature du métal. Les résultats de ces essais du fer furent les suivants:

limite d'élasticité environ . . . . .	1,45 <i>t/cm<sup>2</sup></i>
commencement d.grands allongements entre 3,08 et 3,43	"
résistance à la traction . . . . .	3,80 à 4,13
allongement après rupture . . . . .	16,9 à 23,2 %
coefficient de qualité . . . . .	0,67 à 0,93
coefficient d'élasticité . . . . .	2018 à 2038 <i>t/cm<sup>2</sup></i>

Ces derniers chiffres furent déterminés à l'aide des instruments à miroir de Bauschinger fixés directement sur une tige tournée servant d'éprouvette; en outre pour vérifier l'exactitude des instruments ayant servi à la mesure des allongements dans les poutres, des pivots furent vissés à droite et à gauche sur une tige d'armature brute suivant la disposition de la figure 3 (page 239) et les deux instruments à miroir fixés sur ces pivots donnèrent en moyenne pour le coefficient d'élasticité, la valeur de 2076 *t/cm<sup>2</sup>*.

L'attaque des sections polies à l'acide révéla du fer soudé non homogène et comprenant des parties de fer coulé laminé (Flusseisen).

### Discussion des résultats d'observation.

Afin d'apprécier les déformations observées, il convient d'en déduire les tensions du métal et de comparer celles-ci aux tensions calculées suivant une des méthodes en usage pour fixer les dimensions des poutres en béton armé. Dans les pages suivantes nous avons admis que les *tensions effectives du fer* sont proportionnelles aux allongements observés, ce qui exige la supposition que les barres sont restées parfaitement rectilignes dans le béton sur la longueur de 15 cm observée, et qu'au-delà des charges de 7,5 à 8 *t* et jusqu'à 9,5 *t* les allongements permanents du fer sont négligeables; ces allongements sont du reste encore sensiblement en-dessous du commencement des grands allongements permanents. La méthode employée pour établir les *tensions calculées* servant de comparaison est celle qui sert couramment en Suisse et qui a été donnée par M. le prof. W. Ritter dans la „Schweiz. Bauzeitung“.<sup>1)</sup> Le rapport des coefficients d'élasticité du fer et du béton a été supposé de 11 à 1 pour fixer les tensions du béton; en outre, les tensions dans le fer ont été évaluées en faisant abstraction du travail de la moitié inférieure de la masse de béton.

La position exacte des armatures étant quelque peu différente dans les poutres *B* et *C* (voir fig. 2 page 239), les tensions que donne le calcul diffèrent d'une poutre à l'autre; néanmoins les chiffres suivants font voir que l'erreur faite en prenant les mêmes tensions pour les poutres *B* et *C* ne modifie pas les conclusions à tirer. Nous avons obtenu:

	Pour la poutre <i>B</i>	Pour la poutre <i>C</i>
moment d'inertie (y compris le fer) <i>cm<sup>4</sup></i>	65 324	64 320
moment de résistance (y compris le fer) <i>cm<sup>3</sup></i>	4 355	4 288
hauteur entre le centre des armatures et le centre de compression du béton de la membrure supérieure <i>cm</i>	22,5	22,1

Les tensions effectives du fer ont été calculées pour un coefficient d'élasticité de 2000 *t/cm<sup>2</sup>*.

En adoptant un travail admissible du fer de 1000 *kg/cm<sup>2</sup>*, le calcul donne pour la charge concentrée correspondante *P* = 4 *t* et pour le travail correspondant du béton vers la fibre extrême 35 *kg/cm<sup>2</sup>*; si, à l'exemple de certains constructeurs, le travail admissible du fer est fixé à 1200 *kg/cm<sup>2</sup>*, on trouve qu'il correspond à une charge concentrée de 5 *t* et à un travail du béton vers la fibre extrême de 44 *kg/cm<sup>2</sup>*. Les charges ayant atteint les valeurs de 15,6 *t*, 16,5 *t* et 14,3 *t* au moment où l'écrasement du béton s'est produit, la sécurité effective présentée par ces poutres a été: pour la limite admissible de 1000 *kg/cm<sup>2</sup>* 3,9 4,1 3,6 et pour la limite admissible de 1200 *kg/cm<sup>2</sup>* 3,1 3,3 2,9.

On peut admettre que des poutres à membrure supérieure en forme de dalle auraient résisté un peu plus longtemps à l'écrasement de la partie supérieure, ce que nous nous proposons d'établir par des essais spéciaux.

<sup>1)</sup> Schweizer. Bauzeitung, Bd. XXXIII, S. 41, 49 und 59.

Quelle est la participation effective du fer et du béton dans la répartition des moments fléchissants engendrés par les diverses charges-limites supérieures?

En faisant la somme des produits obtenus par les tensions et la section de chaque barre, nous avons obtenu l'effort total transmis par les armatures; cet effort multiplié par la hauteur théorique, a donné le moment fléchissant supporté par le fer; la différence avec le moment de flexion total correspond au moment supporté par le béton; exprimés en % du moment total, les chiffres obtenus sont indiqués au tableau suivant. Le moment de flexion de la charge est réparti dans les proportions suivantes:

obtenues, soit pour les tensions moyennes du fer dans les poutres *B* et *C*, soit pour les tensions observées dans les barres les plus fatiguées de ces deux poutres. S'il y avait proportionnalité, les lignes seraient horizontales, ce qui n'a lieu approximativement que pour les faibles charges au-dessous de deux tonnes; on peut remarquer sur ce graphique que l'apparition des premières fissures du béton ne modifie pas la marche croissante assez régulière des tensions du fer.

En parallèle avec ce graphique, la figure 11 (page 252) représente les tensions effectives du fer exprimées en % des tensions calculées dans l'hypothèse d'un travail nul du béton sollicité à

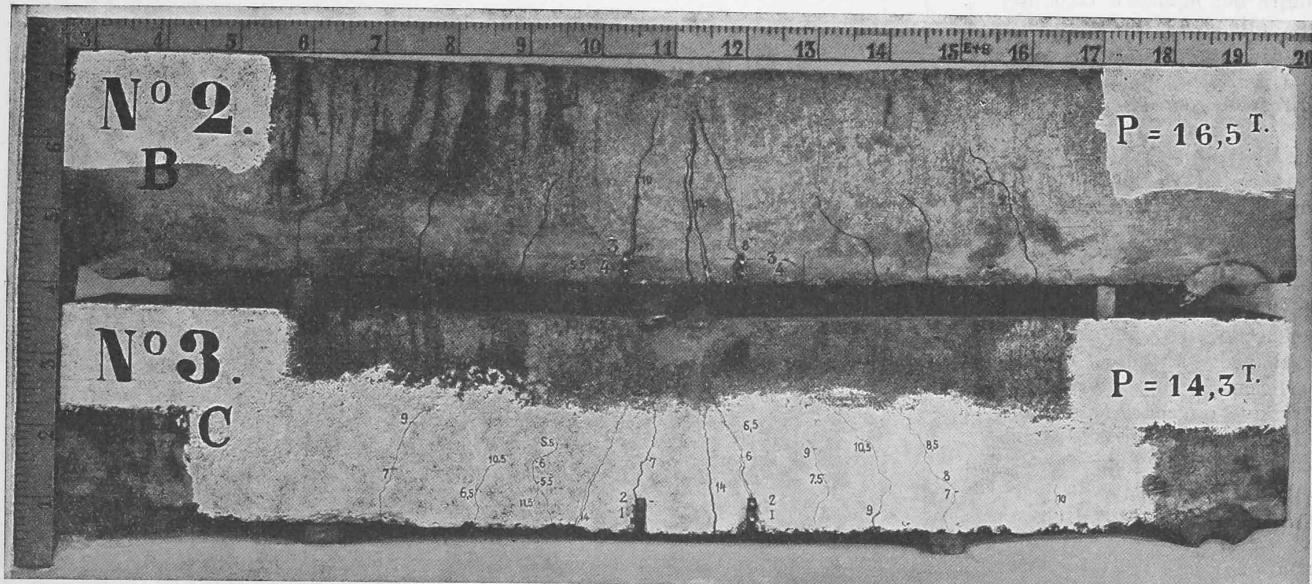


Fig. 7. Les poutres *B* et *C* après rupture.

Charge <i>t</i>	Poutre <i>B</i>		Poutre <i>C</i>	
	Fer %	Béton %	Fer %	Béton %
1	9,0	91,0	15,6	84,4
2	10,0	90,0	21,4	78,6
2,5	11,6	88,4	31,5	68,5
3	14,0	86,0	33,0	67,0
3,5	17,0	83,0	37,0	63,0
4	20,5	79,5	40,5	59,5
4,5	23,5	76,5	46,2	53,8
5	26,0	74,0	52,8	47,2
5,5	28,5	71,5	58,0	42,0
6	30,7	69,3	62,2	37,8
6,5	31,0	68,0	67,8	32,2
7	36,0	64,0	72,0	28,0
7,5	41,0	59,0	78,5	21,5
8	45,0	55,0	84,5	15,5
8,5	47,6	52,4	88,3	11,7
9	50,0	49,0	90,0	10,0
9,5	52,0	47,0	93,0	7,0

Il convient d'ajouter à ce tableau que la valeur absolue des moments supportés par le fer est allée croissant tandis que pour le béton la valeur absolue a commencé par croître pour la poutre *B* jusqu'à  $112 \text{ cm} \cdot \text{t}$  sous une charge de  $6 \text{ t}$  et pour la poutre *C* jusqu'à  $80,7 \text{ cm} \cdot \text{t}$  sous une charge de  $4,5 \text{ t}$ , pour décroître ensuite lentement pour la poutre *B* et assez rapidement pour la poutre *C*. Les moments fléchissants de  $112$ , et  $80,7 \text{ cm} \cdot \text{t}$  correspondent à des charges concentrées de  $2,98$  et  $2,15 \text{ t}$ , rappelant celles qu'ont supportées les poutres non armées.

Il a paru en outre intéressant de comparer les tensions effectives du fer aux tensions maximales calculées pour le béton et de les reporter graphiquement en multiples de ces dernières. La figure 10 (page 252) représente les lignes ainsi

la traction; la marche des lignes ainsi obtenues, soit pour les tensions moyennes du fer, soit pour les tensions des barres les plus fatiguées, est assez régulièrement croissante; les lignes des moyennes tensions n'atteignent la ligne horizontale correspondant à l'hypothèse d'un travail nul du béton tendu qu'aux approches de la limite effective de résistance de la poutre; ici également, l'apparition des fissures ne paraît pas influer soudainement sur la marche des tensions effectives du fer.

Remarquons enfin que les premières fissures des deux poutres se sont montrées sous une charge correspondant à une tension hypothétique calculée de  $49 \text{ kg/cm}^2$  du béton.

Les deux graphiques mentionnés indiquent aussi pour chaque cas de surcharge les tensions calculées du béton sur la fibre extrême, soit totales, soit dues à la variation seule de la charge entre la limite de  $0,5 \text{ t}$  et la limite supérieure, ainsi que la valeur des tensions correspondantes du fer, calculées dans l'hypothèse d'un travail nul du béton tendu.

Les allongements observés ont révélé la persistance de tensions assez considérables, dans les barres d'armature, malgré la diminution de la charge appliquée. Si l'on calcule pour chaque série de charges concentrées, les tensions correspondant à la limite inférieure de charge ( $0,5$  à  $1 \text{ t}$ ), on constate que ces tensions croissent dès que la limite supérieure de charge s'élève; leur valeur absolue suit une marche ascendante; en exprimant ces tensions rémanentes en % des tensions totales correspondant à la limite supérieure de charge de chaque série, on voit par contre qu'elles croissent entre les charges de  $2$  à  $4,5 \text{ t}$  pour la poutre *B*, de façon à atteindre  $63 \%$  des tensions totales, et entre les charges de  $2$  et  $3,5 \text{ t}$  pour la poutre *C*, atteignant le  $65 \%$  des tensions totales, pour descendre ensuite et composter sous la charge maximale de  $9,5 \text{ t}$  dans les deux poutres le  $39 \%$  des tensions dues à cette charge. Ces tensions rémanentes sont engendrées par les déformations

permanentes du béton tendu; les tiges qui s'y trouvent emprisonnées ne peuvent en effet pas reprendre, malgré la diminution de la charge, leur longueur primitive. La différence constatée d'une poutre à l'autre tient à des circonstances non suffisamment élucidées, telles qu'à un pilonnage différent du béton ou à l'emploi d'une autre quantité d'eau de gâchage. La marche des allongements persistant dans le fer ressort pour les quatre barres de chaque poutre des figures 8 et 9 où ces allongements ont été reportés sur la ligne des charges-limites supérieures correspondantes.

Il importe d'ajouter ici que les tensions qui subsistent dans le fer se modifient à chaque arrêt dans les essais; le béton continue lentement pendant l'arrêt de l'opération à modifier sa longueur; ce qui dans un essai ininterrompu peut paraître déformation permanente du béton, est en partie encore une déformation élastique qui ne se manifeste qu'en laissant au béton le temps nécessaire pour aboutir à un repos complet. En augmentant les charges-limites supérieures, il vient un moment où le fer subit lui-même des allongements permanents et où les tensions résiduelles diminuent et prennent fin. Cette période de l'épreuve échappe à l'observation par les instruments à miroir.

La répartition des tensions entre les diverses barres d'une même poutre présente aussi quelque intérêt. A cet effet nous pouvons grouper les barres deux à deux: soit les barres de gauche (n°s 1 et 2) et celles de droite (n°s 3 et 4), soit les barres tendues inférieures et rectilignes (n°s 1 et 4) et les barres tendues placées sur celles-ci et aux extrémités coudées et relevées (n°s 2 et 3).

Dans la poutre B on constate que les tensions moyennes des barres de gauche jusqu'à la limite supérieure de 6 t comportent environ les  $\frac{6}{10}$  de celles des barres de droite; cette proportion reste sensiblement la même pour les tensions aux limites inférieures de charge; pour les charges supérieures à 6 t les tensions de droite et de gauche se rapprochent et les secondes arrivent à dépasser quelque peu les premières. Dans la poutre C il y a à peu près égalité entre les tensions des barres de gauche et celles des barres de droite. Il convient de constater ici que,

comme le montre la fig. 2 (page 239), les barres de la poutre B ne sont pas disposées symétriquement à l'axe de la section, mais que les barres de gauche, les moins chargées, sont plus éloignées de l'axe de la poutre. Cette remarque

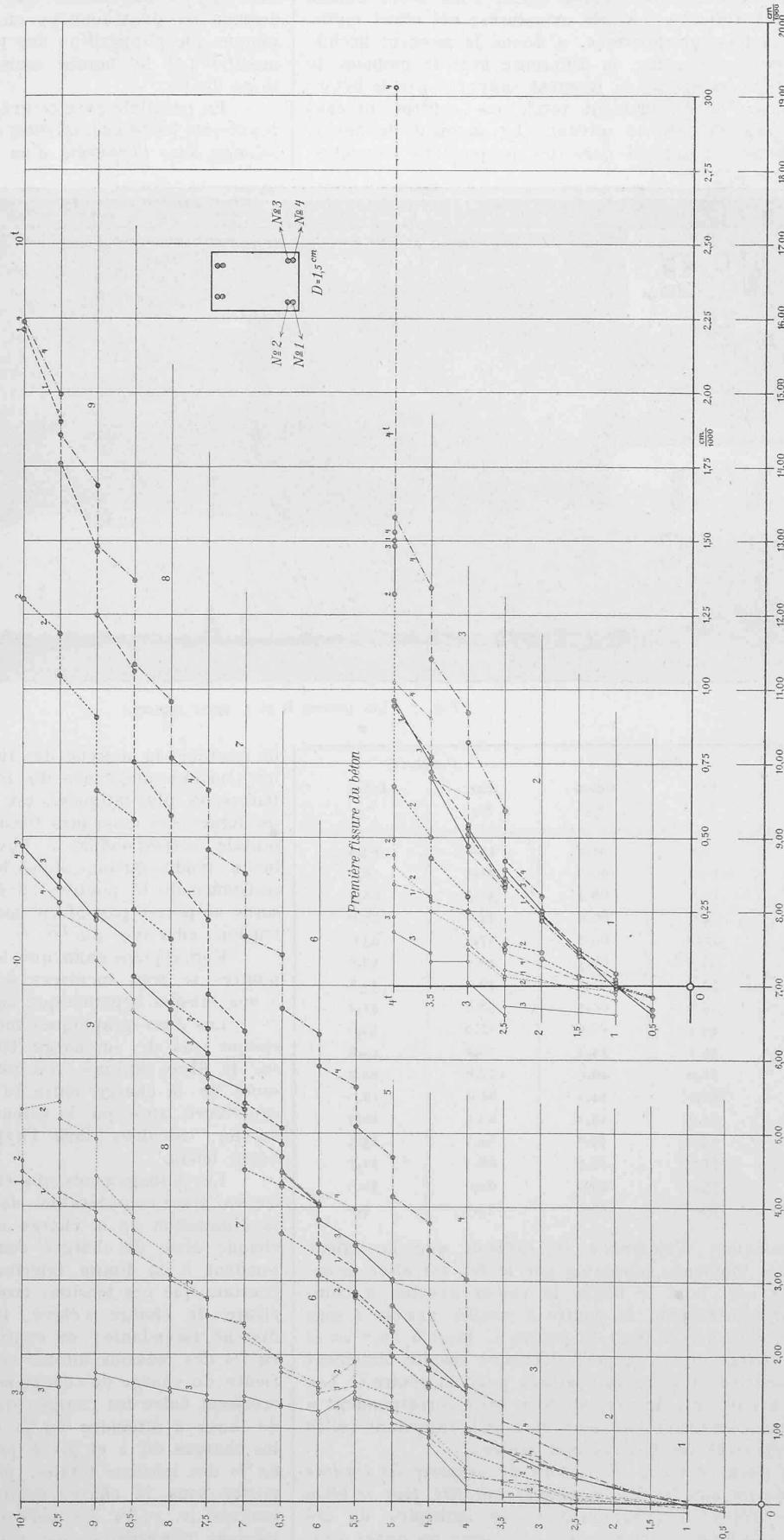


Fig. 8. Diagramme des allongements-limites des 4 barres de la poutre B pour les charges de 0,5 à 10 t, en  $\frac{cm}{15}$  sur 15 cm de longueur.

Les allongements pour les charges inférieures de 1 t sont portés sur l'horizontale de la charge-limite supérieure correspondante et reliés entre eux en traits fins.

montre l'importance qu'il y a à veiller en exécution à ce que les barres soient placées symétriquement dans le béton.

D'après les calculs usuels, les barres inférieures (n°s 1 et 4) devraient subir des tensions plus considérables que

les barres (n°s 2 et 3) placées au-dessus d'elles et le rapport serait environ de 1,15. En fait pour la poutre B ce rapport est pour les charges-limites de 2,5 à 4,5 t d'environ 1,6 et décroît ensuite à environ 1,4; pour la poutre C le rapport se rapproche davantage de l'unité; il est de 1,03 en moyenne jusqu'à 5 t pour décroître jusqu'à 0,9 pour les charges de 9 à 9,5 t. Le rapport pour les tensions correspondant aux charges-limites inférieures, c'est-à-dire pour les tensions rémanentes, est tout différent; il atteint en moyenne 2,0 pour la poutre B et 0,8 pour la poutre C. L'explication de ces anomalies ne peut être donnée que par la variation dans les déformations du béton des deux poutres. Les chiffres qui viennent d'être indiqués ne s'appliquent pas aux charges très faibles du début ( $< 2,5$  t) où la répartition des tensions d'une barre à l'autre est très variable.

#### Phénomènes qui caractérisent les déformations d'une poutre en béton armé sollicitée à la flexion.

Les déformations d'une poutre sont produites par les moments fléchissants et par les efforts tranchants; les essais qui viennent d'être relatés ont permis d'observer les phénomènes dûs spécialement aux moments fléchissants et ils peuvent être résumés comme suit:

Les armatures d'une poutre ne sont pas sollicitées directement, mais par l'intermédiaire du béton et dans la mesure des déformations de ce dernier, jusqu'à ce que sa limite de résistance à la traction soit atteinte; ce n'est qu'à partir de ce moment que les tensions du fer pourront acquérir des valeurs élevées. Il y a lieu de distinguer avec des charges croissantes les phases suivantes:

I. Les armatures ne prennent qu'une faible part des tensions intérieures et la poutre se comporte approximativement comme si elle n'était pas armée; la limite des charges de cette phase correspond à la charge qui produirait la rupture d'une poutre non armée.

II. La zone comprimée continue à se comporter comme un corps assez élastique; la zone tendue subit des allongements anormaux dans toutes les parties où la tension dépasserait, d'après les calculs usuels, la résistance du béton à la traction.

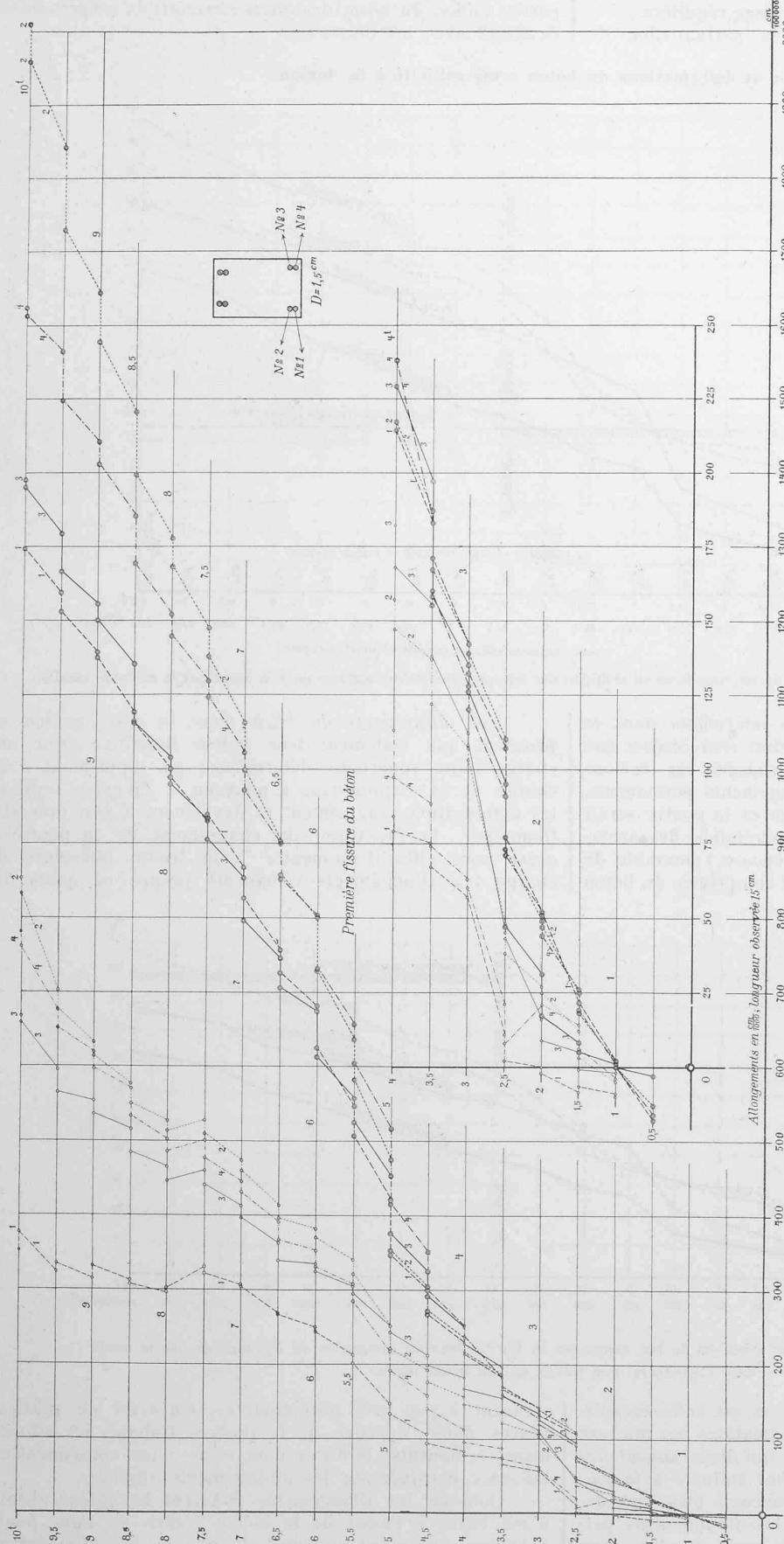


Fig. 9. Diagramme des allongements-limites des 4 barres de la poutre C pour les charges de 0,5 à 10 t, en  $\frac{cm}{1000}$  sur 15 cm de longueur.

Les allongements pour les charges inférieures de 1 t sont portés sur l'horizontale de la charge-limite supérieure correspondante et reliés entre eux en traits plus fins.

III. Le béton de la zone tendue la plus fatiguée n'est plus en mesure de s'allonger et les fissures apparaissent; en même temps la région du béton aux allongements anormaux s'étend, soit en hauteur, soit en longueur; la participation du fer des armatures aux tensions intérieures va sans cesse en augmentant d'une façon assez régulière.

IV. Dans cette dernière phase la participation du

croissent par la répétition de ces charges et progressivement avec celles-ci. Le fer obligé par son adhérence à suivre les déformations du béton ne peut reprendre sa longueur première quand les charges décroissent; il en résulte d'une part dans le fer des efforts rémanents de traction et dans la partie tendue du béton, des efforts rémanents de compression en équilibre avec les premiers.

#### Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion.

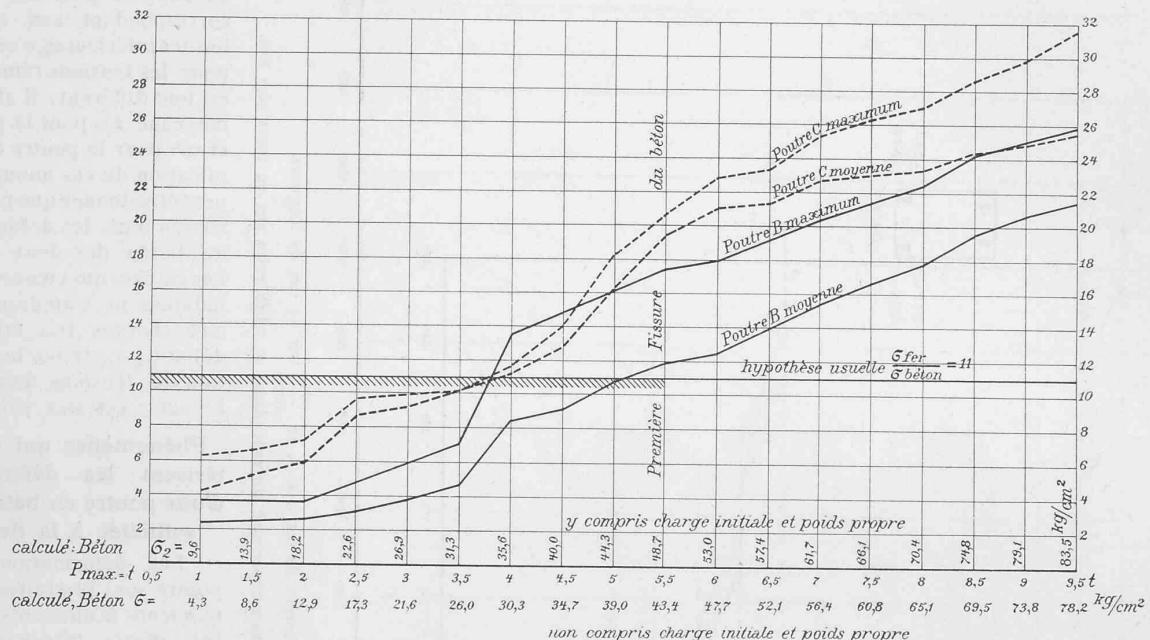


Fig. 10. Diagramme des tensions effectives du fer, exprimées en multiples des tensions maximales calculées pour le béton par la méthode usuelle.

béton dans la répartition des tensions intérieures dans la zone tendue tend à disparaître; le fer doit seul résister aux efforts de traction; en augmentant les charges, les tensions atteignent la limite des grands allongements permanents, l'adhérence du fer au béton est vaincue et la poutre serait bientôt détruite si les ancrages des extrémités des armatures sur les appuis ne maintenaient encore l'ensemble de la poutre; les fissures aidant, la partie comprimée du béton

Les allongements du béton dans la zone tendue ne prennent que lentement leur valeur définitive pour une charge-limite supérieure déterminée; en supprimant cette charge et en l'appliquant à nouveau à diverses reprises, les déformations augmentent et deviennent à peu près stationnaires; la répétition du chargement de la poutre a aussi pour effet d'augmenter à la limite inférieure de charge les allongements rémanents jusqu'à ce qu'ils de-

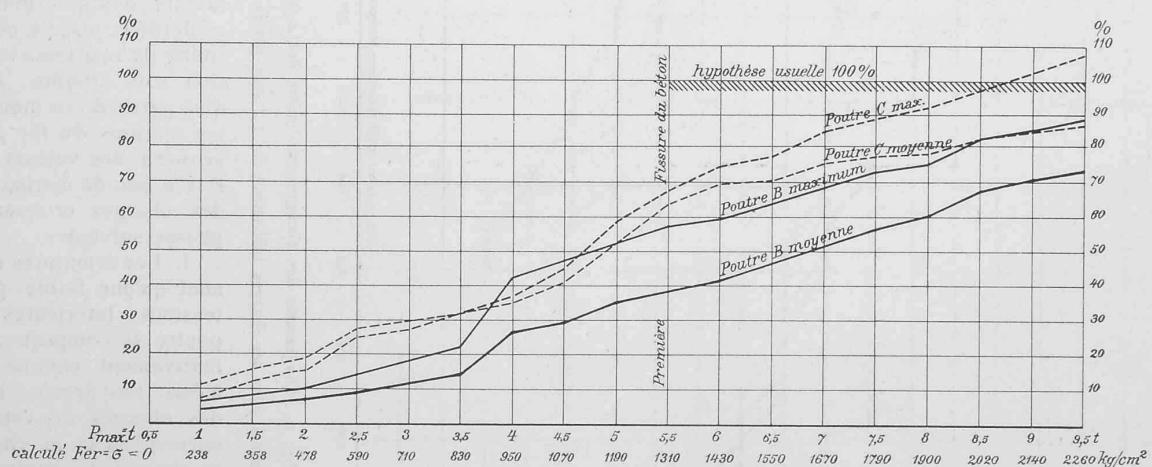


Fig. 11. Diagramme des tensions effectives du fer, exprimées en % des tensions maximales du fer données par le calcul dans l'hypothèse d'un travail nul du béton tendu.

diminué de plus en plus de hauteur et est enfin écrasée.

Le béton comprimé subit des déformations en majeure partie de nature élastique, c'est-à-dire qui disparaissent dès que la charge est enlevée; dans le béton sollicité à la traction les déformations totales sont beaucoup plus considérables que dans le béton comprimé; les allongements permanents ne sont pas proportionnels aux charges, mais

vienennent à peu près stationnaires. Un arrêt de plusieurs heures dans l'épreuve de la poutre diminue les allongements rémanents; la durée d'un essai a par conséquent une influence marquée sur les allongements observés.

Quoique les allongements diffèrent en valeur absolue d'une barre à l'autre de la même poutre et d'une poutre à l'autre sans motif apparent, la marche des allongements

qui viennent d'être décrits, se répète pour toutes les barres observées; elle est indépendante de la valeur absolue des allongements observés.

Malgré la différence des allongements absolus, les essais ont permis de constater que dans deux poutres en béton armé, âgées de deux ans et demi, la participation du fer des armatures est en moyenne la suivante:

Pour des tensions calculées inférieures à  $30 \text{ kg/cm}^2$  au maximum dans le béton, les tensions du fer varient avec des charges croissantes entre 2 et 10 fois celles qui sont calculées pour le béton;

entre les tensions calculées pour le béton de 30 à  $50 \text{ kg/cm}^2$ , la participation du fer augmente assez rapidement avec les charges, en sorte que les tensions de ce dernier atteignent 12 à 20 fois celle de  $50 \text{ kg/cm}^2$  calculée pour le béton;

les premières fissures du béton se sont produites pour une tension calculée d'environ  $50 \text{ kg/cm}^2$ ;

malgré l'apparition de fissures, les tensions du fer ont continué à croître assez régulièrement et entre les limites d'environ 50 et  $84 \text{ kg/cm}^2$  des tensions calculées du béton, les tensions du fer ont atteint 21 à 31 fois la valeur de ces dernières.

Pendant cette dernière période la proportion des sections des armatures et du béton est de nature à modifier les résultats qui viennent d'être indiqués; il importe donc de constater que pour les poutres essayées le rapport des tensions calculées pour le béton tendu, en négligeant les armatures, aux tensions calculées pour le fer, en négligeant la résistance du béton à la traction, est de 0,052, ou que la section du fer des armatures tendues représente le 2,38% de la section du béton sollicitée à la traction.

Les méthodes usuelles pour le calcul des dimensions des armatures faisant abstraction de la résistance du béton à la traction, il est intéressant pour la pratique de constater ce qui suit:

Si les tensions calculées du béton varient de 10 à  $30 \text{ kg/cm}^2$ , les tensions du fer varient entre 5 et 31% de celles qui correspondent à un travail nul du béton tendu;

si les tensions calculées du béton varient de 30 à  $50 \text{ kg/cm}^2$ , c'est-à-dire jusqu'à l'apparition des premières fissures, les tensions du fer augmentent pour atteindre au maximum 38 à 68% de la tension correspondant à un travail nul du béton tendu;

au-delà de la tension calculée de  $50 \text{ kg/cm}^2$  pour le béton, la tension dans le fer croît pour tendre à la limite supérieure de 100% qui correspond à un travail effectif nul du béton tendu. Les chiffres indiqués comme *tensions calculées* servent uniquement de termes de comparaison et ne représentent pas des tensions réelles mais des tensions hypothétiques.

Les poutres essayées ont été dimensionnées pour supporter une charge concentrée de 4 à 5 t, suivant les tensions admissibles fixées; sous cette dernière charge les fissures du béton ne s'étaient pas encore produites, et bien que le travail du fer pour un travail nul du béton ait atteint d'après le calcul  $1200 \text{ kg/cm}^2$ , les tensions effectives sont restées sensiblement au-dessous de ce chiffre et ont atteint:

Pour la poutre B Pour la poutre C

	$t/cm^2$	0,422	0,637
en moyenne			
au maximum	"	0,630	0,708

En restant dans la limite de la charge de 5 t pour laquelle la poutre est dimensionnée, la sécurité effective est donc sensiblement plus grande que ne l'admet le calcul des dimensions du fer.

Les tensions du fer seront pour des charges-limites supérieures plus petites que 5 t non-seulement plus faibles, parce que ces charges seront elles-mêmes plus faibles, mais surtout parce que les déformations permanentes du béton n'auront pu se développer; les chiffres suivants font saisir ces différences:

Armatures de la Poutre C	Charge n'ayant pas été dépassée:				
	1 t	2 t	3 t	4 t	5 t
Tension proportionnelle: moyenne	0,127	0,254	0,382	0,508	0,637 $t/cm^2$
» effective	"	0,018	0,076	0,198	0,340 0,637 "
» proportionnelle: max.	0,142	0,283	0,425	0,566	0,708 "
» effective	"	0,027	0,093	0,213	0,357 0,708 "

Si cependant, bien que dimensionnée pour une charge maximale de cinq tonnes, la poutre doit subir par extraordinaire, comme c'est le cas fréquent lors des épreuves de réception, des charges dépassant cette limite, les tensions du fer n'augmenteront pas seulement en proportion de la plus grande charge appliquée, mais plus rapidement, ainsi qu'il ressort du tableau suivant:

Armatures de la Poutre C	Charge n'ayant pas été dépassée:				
	5 t	6 t	7 t	8 t	9 t
Tension proportionnelle: moyenne	0,637	0,765	0,890	1,020	1,150 $t/cm^2$
» effective	"	0,637	1,000	1,281	1,523 1,832 "
» proportionnelle: max.	0,708	0,850	0,990	1,130	1,270 "
» effective	"	0,708	1,089	1,430	1,761 2,202 "

Des épreuves de ce genre auraient en outre, comme dans le cas présent, pour conséquence fâcheuse, l'apparition de fissures dans le béton.

Toute *augmentation de la charge maximale* appliquée à une poutre a donc pour effet de modifier défavorablement les tensions sollicitant le fer, et cela non-seulement pour la charge supérieure agissant par exception, mais encore pour toutes les charges inférieures à celle-ci et d'une façon permanente; les chiffres qui suivent et qui s'appliquent au cas où les charges auraient été au maximum de 5 t, de 7,5 t et de 9 t expriment ces augmentations de tension; ils s'appliquent à la barre la plus fatiguée de la poutre C:

a) *La charge n'a pas dépassé la valeur de 5 t*

charges subséquentes	5 t	4 t	3 t	2 t	1 t
tensions effectives maximales	0,708	0,600	0,472	0,360	0,302 $t/cm^2$

b) *La charge n'a pas dépassé la valeur de 7,5 t*

charges subséquentes	5 t	4 t	3 t	2 t	1 t
tensions effectives maximales	1,160	0,980	0,805	0,690	0,580 $t/cm^2$

c) *La charge n'a pas dépassé la valeur de 9 t*

charges subséquentes	5 t	4 t	3 t	2 t	1 t
tensions effectives maximales	1,440	1,240	1,040	0,890	0,855 $t/cm^2$

Ces chiffres qui pourraient être confirmés par ceux des huit barres des deux poutres et pour les diverses charges-limites suffiront cependant pour marquer l'importance qu'il y a d'éviter de surcharger inutilement les poutres en béton armé lors des épreuves de réception.

On peut tirer quelques conséquences importantes de ce qui précède: Le poids permanent agissant sur une poutre représente la charge-limite inférieure; plus ce poids est grand par rapport à la charge totale, plus les tensions à supporter en tous cas par le fer, sont défavorables; ce fait est confirmé par l'expérience; les petites travées, les hourdis se comporteront beaucoup mieux que les travées plus grandes et relativement plus lourdes. Les dalles d'épaisseur uniforme seront, à cause des tensions modérées du béton, données par le calcul, dans de meilleures conditions de résistance que les poutres à nervures où le calcul donne des tensions élevées pour le béton, même si le travail admissible du fer est identique. Il ne paraît donc pas justifié de prescrire pour toutes les constructions en béton armé le même travail admissible pour le fer.

L'opinion suivant laquelle, dans les parties tendues d'une poutre sollicitée à la flexion, le béton peut être réduit au minimum si les armatures sont suffisantes, ne paraît pas confirmée par les essais précédents; si les tensions calculées pour le béton sont trop élevées, sa cohésion est rapidement épuisée et la poutre se fissure. Nous nous proposons de soumettre cette conclusion à quelques vérifications expérimentales.

Il résulte de toutes les observations faites sur les poutres armées qu'il n'y a *aucune proportionnalité dans la zone tendue, entre les charges et les allongements*; on peut

en conclure que les méthodes de calcul basées sur l'élasticité parfaite des matériaux ne sont pas applicables au béton armé et qu'il serait, en particulier, tout à fait inexact d'établir les calculs des poutres et constructions statiquement indéterminées, sur la même base que ceux des poutres et constructions en fer.

En outre, les différences assez grandes constatées dans la valeur absolue des allongements d'une barre à l'autre et d'une poutre à l'autre, semblent montrer qu'il serait illusoire de vouloir poursuivre par un calcul rigoureux, les tensions qui naissent dans une construction en béton armé.

Dans cette étude il n'a pas été fait mention des *tensions initiales* qui pouvaient exister dans le fer et le béton par suite du retrait de ce dernier; en effet ces tensions n'ont pas été mesurées. Ces tensions étant loin d'être négligeables, ainsi que l'a démontré M. Considère par ses expériences, il convient d'examiner dans quelle mesure elles affectent les tensions mesurées; à l'air, le béton tend à se contracter et les armatures entraînent cette contraction; il naît des efforts de traction dans le béton et de compression dans le fer; on peut admettre qu'au début des essais le fer était comprimé, en sorte que les allongements observés ont pu être des diminutions des raccourcissements antérieurs jusqu'à ce que l'allongement du béton tendu ait annulé les tensions initiales du fer; l'ensemble des chiffres indiqués devrait donc être diminué d'une tension initiale constante pour donner la tension absolue du métal, mais la marche des tensions pour les divers cas de charge ne saurait être modifiée de ce fait. Quelle que soit du reste la valeur de cette compression initiale du fer et de la traction initiale agissant dans le béton, il est intéressant de constater que l'allongement possible du béton était loin d'être épousé, puisqu'il a pu encore atteindre en moyenne 0,026 cm par mètre pour la poutre B et 0,041 cm par mètre pour la poutre C avant l'apparition des premières fissures.

(à suivre.)

### Eidgenössisches Polytechnikum in Zürich.

#### Statistische Uebersicht

(Wintersemester 1901/1902).

##### Abteilungen des eidgen. Polytechnikums.

I. Architektenschule	umfasst gegenwärtig 3½ Jahreskurse
II. Ingenieurschule	» » 3½ »
III. Mechanisch-technische Schule	» » 3½ »
IV. Chemisch-technische Schule:	
a) Technische Sektion	» » 3½ »
b) Pharmazeutische Sektion	» » 2 »
Va. Forstschule	» » 3 »
Vb. Landwirtschaftliche Schule	» » 2½ »
Vc. Kulturingenieurschule	» » 2½ »
VII. Fachlehrer-Abteilung:	
a) Mathemat.-physikal. Sektion	» » 4 »
b) Naturwissenschaftl. Sektion	» » 3 »
VIII. Allgemeine philosophische und staatswirtschaftliche Abteilung.	
VIII. Militärwissenschaftliche Abteilung.	

##### I. Lehrkörper.

Professoren	64
Honorarprofessoren und Privatdozenten	35
Hülfsslehrer und Assistenten	58
	157

Von den Honorarprofessoren und Privatdozenten sind zugleich als Hülfsslehrer und Assistenten tätig 3

Gesamtzahl des Lehrerpersonals 154

##### II. Reguläre Studierende.

Abteilung.	I	II	III	IVa	IVb	Va	Vb	Vc	VIa	VIb	Total
I. Jahreskurs.	24	87	152	61	3	10	13	6	6	8	370
2. »	12	77	132	59	3	8	18	9	5	4	327
3. »	11	62	102	58	—	11	14	2	7	6	273
4. »	11	39	80	53	—	—	—	8	—	191	
Summa	58	265	466	231	6	29	45	17	26	18	1161

Abteilung.	I	II	III	IVa	IVb	Va	Vb	Vc	VIa	VIb	Total
Auf Beginn des Studien-Jahres 1902/1903 wurden neu aufgenommen Studierende, welche eine Fachschule bereits absolviert hatten, ließen sich neuerdings einschreiben	23	86	146	71	4	9	12	6	8	8	373
Studierende früherer Jahrg.	—	—	2	18	—	—	—	—	1	1	22
	35	179	318	142	2	20	33	11	17	9	766
Summa	58	265	466	231	6	29	45	17	26	18	1161
Von den 373 Neu-Aufgenommenen hatten, gestützt auf die vorgelegten Ausweise über ihre Vorstudien, Prüfungserlass:	16	66	95	61	4	9	9	4	6	5	275
Von den 275 ohne Prüfung Aufgenommenen wurden zum Studium zugelassen:											
a) auf Grund der Reifezeugnisse schweizerischer Kantonschulen . . . . .	15	53	59	32	2	9	3	1	4	3	181
b) auf Grund der Reifezeugnisse ausländischer Mittelschulen (Deutschland, Oesterreich-Ungarn, Frankreich) . . . . .	1	3	32	17	—	—	—	—	—	—	53
c) auf Grund der Ausweise anderweitiger Lehranstalten (Landwirt. Schulen, Lehrerseminarien etc.)	—	—	1	—	—	—	5	2	—	2	10
d) auf Grund der Zeugnisse über bereits betriebene Hochschulstudien . . . . .	—	10	3	12	2	—	1	1	2	—	31
Summa	16	66	95	61	4	9	9	4	6	5	275
Von d. regul. Studierenden sind aus der Schweiz Oesterreich-Ungarn . . . . .	50	206	259	133	4	28	35	12	21	14	762
Italien . . . . .	2	8	51	34	1	1	3	1	2	1	104
Deutschland . . . . .	2	3	16	16	1	—	—	1	—	1	40
Russland . . . . .	1	7	20	3	—	—	3	1	2	2	39
Rumänien . . . . .	1	13	11	5	—	—	1	—	—	—	31
Holland . . . . .	—	2	20	6	—	—	1	—	—	—	29
Frankreich . . . . .	—	2	14	7	—	—	—	—	—	—	23
Grossbritannien . . . . .	—	2	6	9	—	—	1	—	—	—	18
Norwegen . . . . .	—	6	2	2	—	—	—	—	—	—	10
Dänemark . . . . .	—	1	8	—	—	—	—	—	—	—	9
Schweden . . . . .	—	1	4	1	—	—	—	—	—	—	7
Luxemburg . . . . .	—	5	1	—	—	—	—	—	—	—	6
Griechenland . . . . .	—	2	2	2	—	—	—	—	—	—	6
Türkei . . . . .	—	2	2	—	—	—	1	—	—	—	5
Spanien . . . . .	—	1	1	—	—	—	—	—	—	—	2
Belgien . . . . .	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	1
Portugal . . . . .	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	1
Amerika . . . . .	—	3	7	4	—	—	—	—	1	—	15
Indien . . . . .	—	1	3	—	—	—	—	—	—	—	4
Afrika . . . . .	—	1	2	—	—	—	—	—	—	—	3
Asien . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	1
	58	265	466	231	6	29	45	17	26	18	1161

Als *Zuhörer* haben sich für einzelne Fächer an den Fachschulen, hauptsächlich aber für philosophische und naturwissenschaftliche Fächer, einschreiben lassen . . . . . 437  
wovon 156 Studierende der Universität sind. Dazu 1161  
reguläre Studierende; als Gesamtfrequenz im Wintersemester 1902/1903 ergibt sich somit . . . . . 1598 (1901/1902: 1472)

Zürich, den 1. Dezember 1902.

Der Direktor des eidg. Polytechnikums:  
Gnehm.