Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 39/40 (1902)
Heft: 22

Artikel: Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion
Autor: Schüle, F.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-23457

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: 15.12.2025

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

loirs, et d'impostes mobiles dans les fenêtres de face, les planchers sont en béton de ciment armé, système Münch de Berne.

Le sol des classes est recouvert d'un linoleum épais posé sur plâtre spécial; les pupitres sont placés sur rails (fers à ⊔ avec galets) permettant de les déplacer facilement pour le nettoyage; le sol de la salle de gymnastique est recouvert d'une couche de liège d'environ 1 *cm* d'épaisseur posé sur plâtre spécial.

(à suivre.)

L'architecture contemporaine dans la Suisse romande.

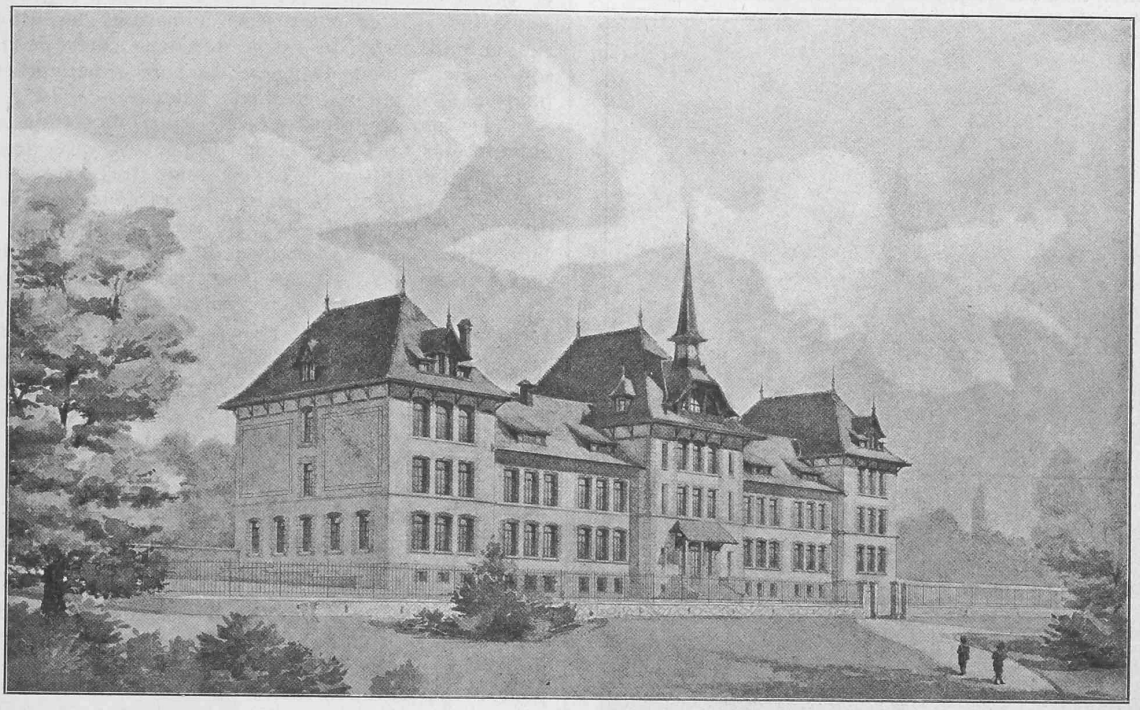

Fig. 25. Ecole des Cropettes à Genève. — Architecte: M. *Marc Camoletti.*

Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion

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

Introduction.

Aucune innovation dans l'art de construire n'a soulevé de problèmes plus complexes que l'emploi simultané du fer et du béton de ciment et il fallait être affranchi de tout souci de théorie pour oser lancer un composé si hétérogène dans la pratique courante des travaux. Cette tentative a rencontré le succès qui semble l'accompagner assez fidèlement jusqu'ici, et en dehors des applications courantes du béton armé, des recherches ont été entreprises pour établir sur une base rationelle et scientifique les conditions du travail simultané du fer et du béton, en déduire des méthodes nouvelles de calcul des dimensions ou indiquer dans quelle mesure les méthodes usuelles peuvent être employées en toute sécurité. C'est la France, surtout par les recherches de M. Considère, qui a fourni le plus grand tribut aux connaissances expérimentales dont nous disposons aujourd'hui dans le champ du béton armé; aux propriétés mécaniques bien établies du fer soudé ou coulé viennent s'ajouter les propriétés spéciales du béton et celles de l'adhérence de ces deux matériaux. Une grande difficulté dans l'établissement des propriétés du béton réside dans la variété des matériaux désignés sous ce nom et des éléments qui influent sur sa résistance, ses changements de volume, ses déformations et son adhérence au métal. Il suffira de citer le dosage et la qualité du ciment, la nature et la grosseur du gravier et du sable, la quantité d'eau de gâchage, la compacité du béton et son âge, enfin les conditions de sa conservation.

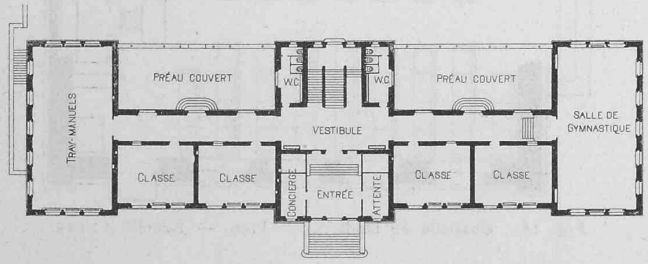

Fig. 26. Plan du rez-de-chaussée. — Echelle 1 : 800.

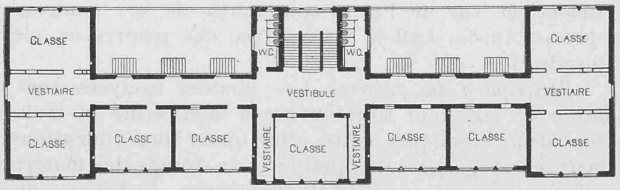

Fig. 27. Plan du premier étage. — Echelle 1 : 800.

Il est à craindre que ces influences diverses, d'un contrôle le plus souvent difficile, n'empêchent d'enserrer dans des limites assez précises les phénomènes de résistance et de déformation du béton armé et de donner une expression mathématique aux lois qui les régissent. Il importe avant tout de multiplier les recherches expérimentales en se rapprochant le plus possible des conditions de la pratique, pour l'exécution des pièces de construction destinées aux essais; puis, en outre, de grouper systématiquement tous les résultats de ces recherches; on peut dire qu'on se meut encore aujourd'hui dans l'ère de l'analyse des phénomènes du béton armé; l'heure de la synthèse approche, mais elle n'a pas encore sonné.

Le présent travail a pour but de résumer quelques recherches entreprises dans le courant de l'année 1902 au laboratoire fédéral d'essai des matériaux à Zurich, sur des poutres en béton de ciment armé et non armé, sollicitées

à la flexion, spécialement en vue d'établir une relation entre les charges appliquées à ces poutres et les déformations du béton et du fer. Ces essais ont été faits avec la collaboration dévouée de M. Ed. Brunner, chef des essais mécaniques du laboratoire. Les poutres, âgées de deux ans et demi au moment des expériences, avaient été

L'architecture contemporaine dans la Suisse romande.

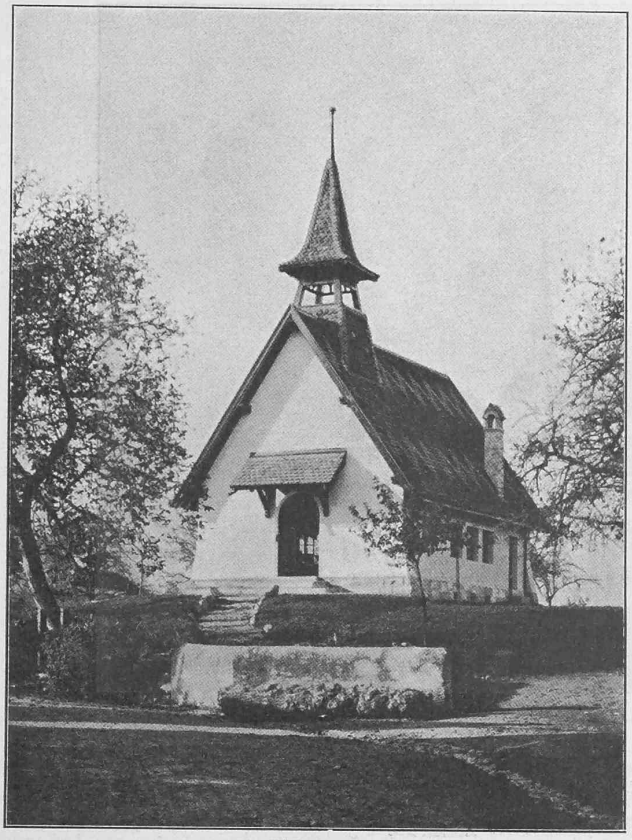

Fig. 17. Chapelle de Duillers. — Architecte: M. *Edmond Fatio.*

mises à la disposition du laboratoire par M. de Mollins, ingénieur à Lausanne et exécutées par la maison Ferrari, concessionnaire du système Hennebique à Lausanne. Les dimensions générales avaient été fixées par M. le prof. Tetmajer en vue de l'essai comparatif de ces poutres sur la presse Amsler-Laffon & Cie. avec des poutres en pierre naturelle.[1])

Description des poutres. Les poutres essayées sont au nombre de six, dont trois en béton non armé et trois en béton armé identiques entre elles quant aux dimensions et armatures et quant à la qualité et au dosage des matériaux employés. Suivant les indications fournies, le béton contient 350 *kg* de ciment par m^3 de béton et le travail a été fait par un entrepreneur avantageusement connu pour sa pratique des constructions en béton armé; le contrôle désirable du dosage n'a pas eu lieu. Les poutres sont assimilables quant aux matériaux employés, à la plupart des constructions exécutées dans ces dernières années aux environs de Lausanne.

Les poutres de 1,70 *m* de longueur ont une section rectangulaire de 20 *cm* de largeur sur 30 *cm* de hauteur; les armatures indiquées aux Fig. 1 et 2 étaient prévues de 16 *mm* de diamètre mais n'ont reçu en exécution qu'un diamètre de 15 *mm*; elles sont disposées avec des étriers, suivant le système Hennebique, avec cette différence qu'elles sont doubles et symétriques, en sorte que l'essai à la flexion pouvait se faire indifféremment en appliquant la charge à la partie supérieure ou à la partie inférieure de la poutre.

[1]) Ces dernières poutres ont été essayées par M. le prof. Tetmajer qui en a publié le résultat dans le 1er cahier des «Mitteilungen der eidg. Materialprüfungsanstalt», 2me édition, 1900, p. 330.

Essais des poutres en béton non armé.

Ces poutres ont été essayées à la flexion en appliquant sur une portée théorique de 1,50 *m* une charge concentrée au milieu; les appuis et le point d'application de la charge avaient été au préalable revêtus d'un glacis de ciment et la charge était appliquée et supportée par des tourillons d'acier de 5 *cm* de diamètre. Deux poutres (N° 2 et 3) ont été simplement chargées jusqu'à rupture, la troisième (N° 1) a en outre servi à mesurer les allongements sur une longueur de 15 *cm*, des deux côtés de la poutre, soit à une distance de 1,5 *cm* du bord supérieur et du bord inférieur, soit au milieu de la hauteur.

Des parallélipipèdes de 20 · 30 *cm* de section ont ensuite été apprêtés dans les tronçons de poutres après leur rupture à la flexion et soumis à des essais de compression parallèlement à l'axe de la poutre; les raccourcissements de ces divers parallélipipèdes ont été mesurés au milieu des deux larges faces, sur une longueur de 15 *cm*. à l'aide des instruments à miroir de Bauschinger donnant le $^1/_{10000}$ de *mm*.

Voici le résumé des résultats obtenus dans ces essais:

Charges de rupture des trois poutres sollicitées à la flexion:

Poutre N°	Portée *m*	Charge *t*	Résistance apparente à la traction *kg/cm²*
1	1,50	1,90	21,8
2	1,50	2,45	31,8
2	1,00	2,88	24,5
3	1,50	3,06	38,9
3	0,80	5,52	34,0

La résistance apparente à la traction a été déduite de la formule $\beta = M : \frac{J}{v}$ qui n'est vraie que pour les corps isotropes dans la limite de l'élasticité. Le poids propre entre dans les chiffres ci-dessus pour 1,2 kg/cm^2 pour la portée de 1,50 *m*, de 0,5 pour la portée de 1 *m*, et de 0,4 pour la portée de 0,8 *m*.

Les prismes essayés à la compression sont au nombre de neuf, la résistance à l'écrasement ressort du tableau suivant:

Poutre N° 1,	prismes *a, b, c,*	résistance kg/cm^2	164, 176, 166,	moyenne	169
» » 2,	» *a, b,*	»	211, 225,	»	218
» » 3,	» *a, b, c, d,*	»	231, 245, 241, 244,	»	240

Les *déformations linéaires* ne peuvent qu'être résumées ici. Dans la poutre N° 1 pour une charge variant de 0,5 à 1 *t* et appliquée à plusieurs reprises, les raccourcissements de la fibre supérieure ont atteint un maximum de 0,45 $\frac{cm}{1000}$, moyenne des lectures de droite et de gauche, pour laisser 0,07 $\frac{cm}{1000}$ de raccourcissement permanent moyen, les allon-

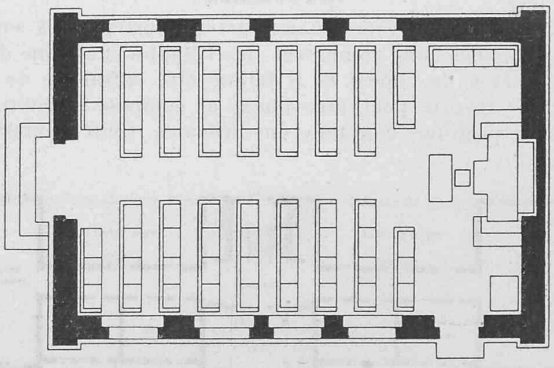

Fig. 18. Chapelle de Duillers. — Plan. — Echelle 1 : 125.

gements de la fibre inférieure moyenne ont été au maximum de 0,53 $\frac{cm}{1000}$ laissant une déformation permanente de 0,19 $\frac{cm}{1000}$.

Pour une charge allant de 0,5 à 1,5 *t*, l'allongement moyen de la fibre inférieure observée a atteint 0,81 $\frac{cm}{1000}$, laissant un allongement permanent de 0,29 $\frac{cm}{1000}$.

Enfin les observations faites sur la fibre moyenne dite neutre de la poutre, entre les charges 0,5 et 1,5 *t* ont révélé un *allongement* maximum de 0,10 $\frac{cm}{1000}$, laissant un *allongement* permanent de 0,07 $\frac{cm}{1000}$.

Les *divers prismes essayés à la compression* d'abord entre les limites de 5 à 60 kg/cm^2, puis entre les limites de 5 à 100 kg/cm^2, enfin entre les limites de 5 à 150 kg/cm^2 ont donné les raccourcissements suivants exprimés en $\frac{cm}{1000}$ pour 15 *cm* de longueur.

Prisme	Raccourcissement maximum pour une charge en kg/cm^2 de						
N°	5	60	5	100	5	100	150
1 *a*	0	3,31	0,52	7,49	1,42	7,48	13,17
1 *b*	0	9,95	3,02	15,55	5,06	14,30	22,65
2 *a*	0	3,27	0,36	6,69	0,93	6,85	12,04
2 *b*	0	2,95	0,42	5,76	0,87	5,96	9,68
3 *a*	0	2,50	0,23	4,89	0,55	5,05	9,09
3 *b*	0	2,16	0,17	4,63	0,40	4,74	8,63
3 *c*	0	2,10	0,18	4,35	0,50	4,50	7,99
3 *d*	0	3,04	0,46	5,56	0,78	5,72	9,06

Pour le même prisme, les lectures faites sur les deux faces ont été assez différentes, ce qui ne saurait être attribué à un défaut de centrage dans l'application de la force, puisque l'un des plateaux de la presse repose sur un joint sphérique, mais plutôt aux défauts d'homogénéité du béton.

Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion.

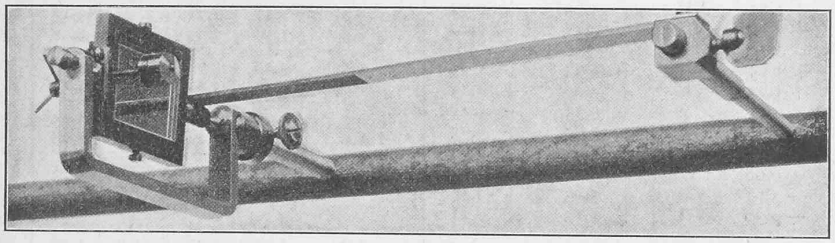

Fig. 3. Instrument à miroir de Bauschinger.

Il est à remarquer encore que le raccourcissement du béton a été observé zur des fibres ayant subi de faibles allongements lors des essais à la flexion, puisqu'elles correspondaient à la mi-hauteur de chaque poutre; afin de bien répartir la pression, les faces comprimées de chaque prisme avaient été recouvertes d'une couche de ciment pur parfaitement plane.

En soustrayant de ces raccourcissements la partie permanente, on trouve pour les coefficients d'élasticité du béton à la compression, les valeurs suivantes entre les limites de 60 à 5 kg/cm^2:

Prisme N°	1 *a*	1 *b*	2 *a*	2 *b*	3 *a*	3 *b*	3 *c*	3 *d*
$E =$	288	116	285	326	362	411	426	316 t/cm^2.

L'anomalie que présente le prisme N° 1 *b* tient à un pilonnage moins soigné selon toute probabilité.

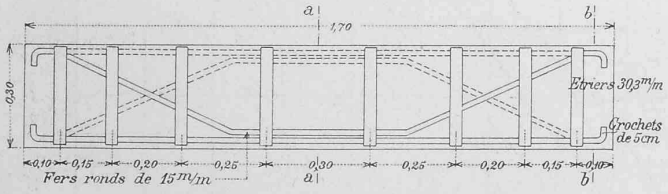

Fig. 1. Coupe longitudinale d'une poutre armée.

Essai de la poutre *A* en béton armé.

Comme les précédentes, cette poutre a été essayée à la flexion sur une portée de 1,50 *m* en appliquant une charge concentrée au milieu, les points où agissaient la charge et les réactions ayant été préalablement munis d'une couche de ciment bien lisse. Les déformations linéaires ont été observées pour la *poutre A* sur les deux faces latérales, sur une longueur de 15 *cm*, à l'aide d'instruments à miroir de Bauschinger appliqués successivement en sept points différents de la hauteur désignés comme suit:

I à 1,5 *cm* du sommet de la poutre,
II » 6 » » » » » »
III » 10,5 » » » » » »
IV » 15 » » » » » » et
de la base de la poutre.
V » 10,5 » » » » » » »
VI » 6 » » » » » » »
VII » 1,5 » » » » » » »

La longueur d'observation de 15 *cm* était disposée, soit symétriquement au milieu de la poutre, soit dans le prolongement, c'est-à-dire à 15 *cm* de l'axe de la charge, afin d'éliminer l'action locale de la charge dans les régions supérieures de la poutre. Les instruments de mesure au nombre de quatre, ont dû être assez fréquemment déplacés, ce qui a eu le grave inconvénient de ne pas permettre l'observation de toutes les déformations permanentes. Nous ne pourrons que résumer les résultats observés. Afin de ne pas modifier la position des instruments, la poutre n'a pas été chaque fois entièrement déchargée; les limites inférieures de la charge ont été de 0,5 *t* et 1 *t*; la limite supérieure a été pour un premier groupe d'observations, la charge de 4 *t*, et pour un second groupe d'observations, la charge de 6 *t*. Dans le tableau N° I à la page 240 les déformations linéaires du béton sont comptées en supposant une déformation nulle au début de chaque série de chaque groupe, pour la charge-limite inférieure et pour chaque nouvelle position des instruments.

Ces observations dénotent une certaine régularité dans les déformations des fibres comprimées I, II et III et de nombreuses anomalies dans les allongements des fibres tendues; la valeur absolue de ces derniers croît très rapidement et n'est pas comparable à celle des raccourcissements des fibres comprimées.

Les essais de cette poutre ont été poursuivis au delà des premières fissures du béton et jusqu'à ce que la charge concentrée eut atteint sa limite absolue, ce qui eut lieu pour 15,6 *t*; en continuant, la charge tomba aux environs de 14 *t* et s'y maintient pendant que les fissures et la flèche de la poutre s'agrandissaient. Le béton s'écrasa dans le voisinage immédiat du point d'application de la charge et les crochets d'une extrémité des barres inférieures de l'armature, commencèrent à se redresser en faisant éclater le béton qui les recouvrait. En démolissant la poutre, on

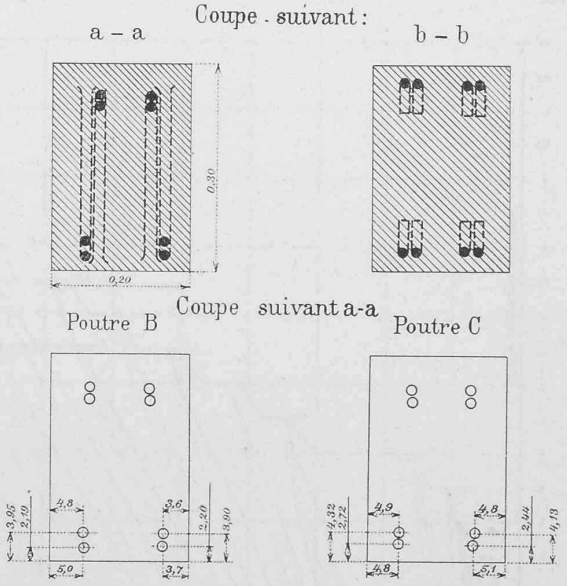

Fig. 2. Coupes en travers des poutres armées.

constata qu'une barre de l'armature recourbée était rompue près du milieu de la poutre avec striction bien caractérisée.

Essais des poutres *B* et *C* en béton armé.

Les anomalies constatées dans l'allongement du béton nous firent abandonner pour les *poutres B et C* la marche des essais qui vient d'être succinctement décrite et nous

Tableau N° I.

Poutre A. — Déformations linéaires $\triangle l$ en $\frac{cm}{1000}$

Charges variant entre: *t*	Charge *t*	Fibre observée	$\triangle l$ à gauche	$\triangle l$ à droite	Fibre observée	$\triangle l$ à gauche	$\triangle l$ à droite
			a) sous la charge				
0,5—2	2	I	— 0,56	— 0,49	VII	+ 0,55	+ 0,72
0,5—2	0,5	I	+ 0,07	— 0,03	VII	+ 0,05	+ 0,05
1—4	4	I	— 1,41	— 1,19	VII	— 3,23	+ 10,18
1—4	1	I	— 0,09	— 0,20	VII	— 2,75	+ 5,64
1—4	4	II	— 0,80	— 0,51	VI	+ 4,20	+ 0,17
1—4	1	II	+ 0,01	— 0,01	VI	+ 1,14	0
1—4	4	III	— 0,22	— 0,11	V	+ 0,30	+ 0,13
1—4	1	III	+ 0,13	0	V	+ 0,17	+ 0,03
1—4	4	IV	0	+ 0,04	VII	— 0,20	+ 5,12
1—4	1	IV	+ 0,02	— 0,01	VII	— 0,08	+ 0,45
			b) en dehors du milieu de la poutre				
1—4	4	I	— 1,67	— 1,99	VII	+ 4,49	+ 0,80
1—4	1	I	— 0,20	— 0,12	VII	+ 0,37	+ 0,01
1—4	4	II	— 0,79	— 1,03	VI	+ 0,38	+ 3,39
1—4	1	II	— 0,07	— 0,07	VI	+ 0,56	+ 0,34
1—4	4	III	+ 0,08	— 0,07	V	+ 1,95	+ 2,32
1—4	1	III	+ 0,09	+ 0,08	V	+ 0,21	+ 0,42
1—4	4	IV	+ 0,94	+ 1,01	VII	+ 4,60	+ 0,97
1—4	1	IV	+ 0,06	+ 0,16	VII	+ 0,48	+ 0,20
1—6	6	IV	+ 3,04	+ 3,15	VII	+ 8,33	+ 4,27[1])
1—6	1	IV	+ 1,06	+ 1,23	VII	+ 3,28	+ 1,83
1—6	6	III	+ 0,74	+ 0,55	V	+ 5,35	+ 5,25[1])
1—6	1	III	+ 0,25	+ 0,37	V	+ 1,05	+ 0,95
1—6	6	II	— 1,24	— 1,63	VI	+ 12,43	+ 6,81
1—6	1	II	— 0,14	— 0,08	VI	+ 4,98	+ 0,14
1—6	6	I	— 3,04	— 3,77	VII	+ 5,53	+ 3,46
1—6	1	I	— 0,34	— 0,30	VII	+ 1,13	+ 0,21
			c) sous la charge				
1—6	6	I	— 2,64	— 1,81	VII	+ 15,55	+ 10,77
1—6	1	I	— 0,17	— 0,13	VII	+ 7,82	+ 1,20
1—6	6	II	— 1,60	— 0,92	VI	+ 10,87	+ 2,90
1—6	1	II	— 0,18	— 0,10	VI	+ 8,82	— 0,22
1—6	6	III	— 0,51	— 0,08	V	+ 1,21	+ 1,18
1—6	1	III	— 0,10	— 0,01	V	+ 0,07	+ 0,05
1—6	6	IV	+ 0,15	+ 0,49	VII	+ 11,80	+ 10,63
1—6	1	IV	+ 0,06	+ 0,09	VII	+ 4,58	+ 0,58

[1]) Les premières fissures se produisent en dehors de la longueur observée.

Tableau N° II.

Allongements des armatures en $\frac{cm}{1000}$ sur 15 cm de longueur.

Charges	Poutre *B* allongement des barres n°s 1	4	2	3	Poutre *C* allongement des barres n°s 1	4	2	3
t								
0,5	0	0	0	0	0	0	0	0
1,0	0,12	0,06	0,05	0,09	0,20	0,17	0,15	0,04
0,5	0,06	0,04	0,03	0,00	0,09	0,12	0,08	0,01
2,0	0,32	0,26	0,13	0,35	0,70	0,65	0,62	0,34
0,5	0,10	0,12	0,07	0,02	0,18	0,37	0,40	0,19
2,5	0,41	0,63	0,16	0,44	1,25	1,07	1,23	0,98
0,5	0,11	0,36	0,06	0	0,44	0,56	0,90	0,84
3,0	0,62	0,96	0,34	0,57	1,60	1,44	1,55	1,38
1,0	0,33	0,67	0,22	0,18	0,75	0,77	1,20	1,15
3,5	0,85	1,38	0,54	0,85	2,01	1,99	2,00	2,00
1,0	0,38	0,94	0,33	0,21	0,93	1,04	1,50	1,58
4,0	1,58	3,07	1,36	1,59	2,48	2,68	2,49	2,54
1,0	0,82	2,35	0,90	0,68	1,02	1,29	1,70	1,85
4,5	1,89	3,83	1,60	2,20	3,18	3,67	3,18	3,28
1,0	1,02	2,87	1,15	0,99	1,25	1,74	2,06	2,15
5,0	2,47	4,72	2,36	3,12	4,40	5,32	4,88	4,56
1,0	1,30	3,35	1,48	1,38	1,65	2,34	2,65	2,56
5,5	3,28	5,67	2,85	3,59	5,65	6,72	6,50	5,60
1,0	1,46	3,89	1,48	1,18	2,31	3,24	3,53	3,08
6,0	3,91	6,38	3,36	4,14	7,00	8,19	8,14	6,77
1,0	1,60	4,24	1,65	1,28	2,68	3,69	3,95	3,38
6,5	5,15	7,46	4,32	4,95	7,75	9,15	9,16	7,48
1,0	1,99	4,72	1,98	1,39	2,85	4,07	4,27	3,66
7,0	6,46	8,55	5,36	5,58	8,86	10,37	10,75	8,56
1,0	2,47	5,28	2,45	1,49	3,25	4,61	4,87	4,16
7,5	7,96	9,68	6,45	6,18	9,48	11,34	12,03	9,35
1,0	2,82	5,78	2,80	1,55	3,02	4,77	4,99	4,25
8,0	9,37	10,87	7,66	6,77	10,18	12,23	13,24	10,18
1,0	3,15	6,36	3,37	1,60	3,18	5,18	5,40	4,68
8,5	11,32	12,50	9,28	7,65	10,95	13,56	14,95	11,43
1,0	3,55	7,01	4,12	1,76	3,30	5,86	5,89	5,18
9,0	12,92	13,78	10,65	7,98	11,75	14,56	16,56	12,25
1,0	4,00	7,73	4,96	1,76	3,38	6,35	6,45	5,56
9,5	14,68	15,01	11,77	8,42	12,55	15,80	18,55	13,19
1,0	4,22	8,15	5,46	1,66	3,40	7,07	6,90	5,74

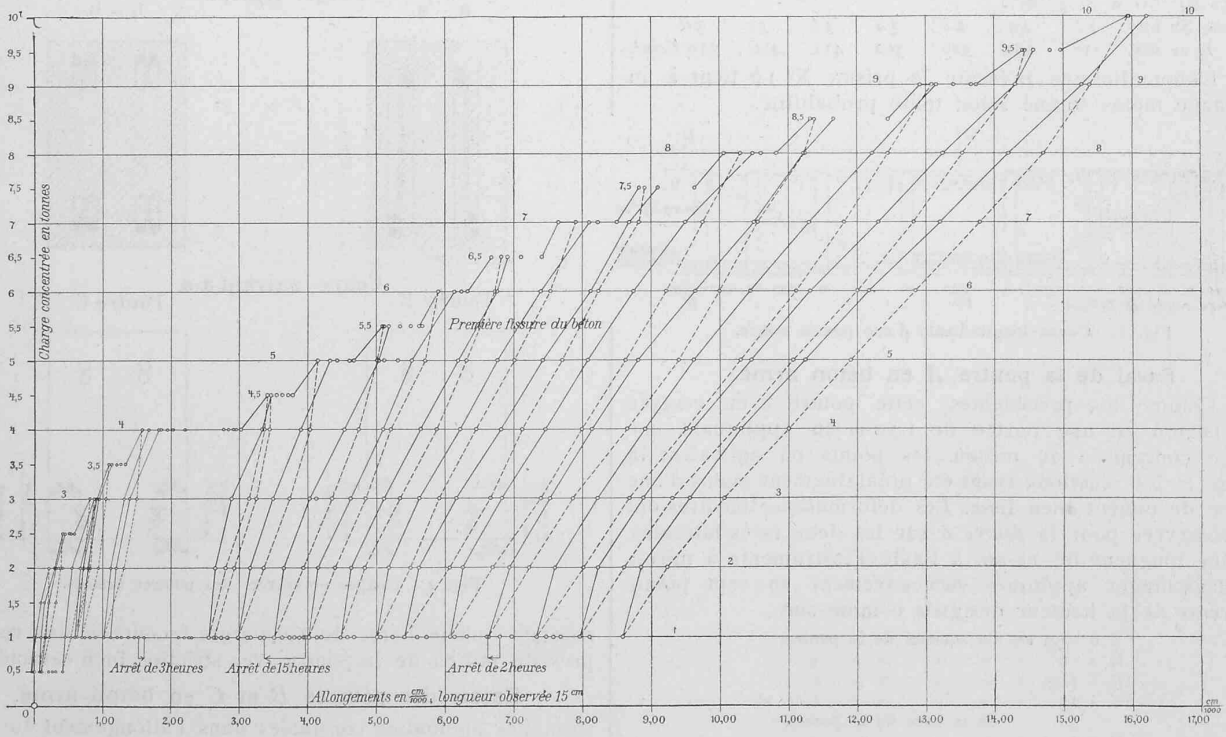

Fig. 5. Diagramme des allongements de la barre N° 4 de la poutre B pour les charges de 0,5 à 10 *t*, en $\frac{cm}{1000}$ sur 15 *cm* de longueur.

nous appliquâmes à observer *directement les allongements des armatures tendues*. A cet effet les barres furent mises à jour latéralement à l'aide de petites entailles dans le béton, d'environ 1 *cm* de longueur, deux par face, espacées de 15 *cm* et disposées dissymétriquement par rapport au milieu de la poutre, de façon à éviter un affaiblissement par deux entailles dans la même coupe transversale. Des trous de 3,2 *mm* de diamètre furent taraudés dans les quatre tiges d'armature pour y visser des pivots destinés à porter les instruments à miroir de Bauschinger (Fig. 3 page 239). Ces instruments au nombre de quatre, ne furent plus déplacés pendant le cours de l'essai et permirent l'observation des allongements en partant d'une charge inférieure de 0.5 *t*, agissant au milieu de la poutre, appuyée, comme dans les exemples précédents, sur une portée de 1,50 *m*. La disposition de la poutre sur la presse et des instruments à miroir ressort de la Fig. 4.

La marche de l'essai de chacune des deux poutres fut la suivante: Les charges furent appliquées entre une limite inférieure de 0,5 *t* d'abord, puis de 1 *t* et une limite supérieure croissant graduellement de 0,5 *t*, en faisant parcourir à la charge pour chaque nouvelle limite supérieure et à plusieurs reprises, le champ complet entre elle et la limite inférieure, de façon à s'approcher d'un état stationnaire dans les allongements observés. Les observations faites simultanément aux quatre instruments en service sont au nombre d'environ 2000 pour une poutre et il ne saurait être question de les indiquer ici; elles ont été reportées graphiquement jusqu'à la limite supérieure de 10 *t* pour les quatre barres de chaque poutre et les Fig. 5 et 6 reproduisent le diagramme ainsi obtenu pour la barre N° 4 de la poutre *B*. Les autres diagrammes donnent une image semblable de la marche des allongements.

Résistance et déformations du béton armé sollicité à la flexion.

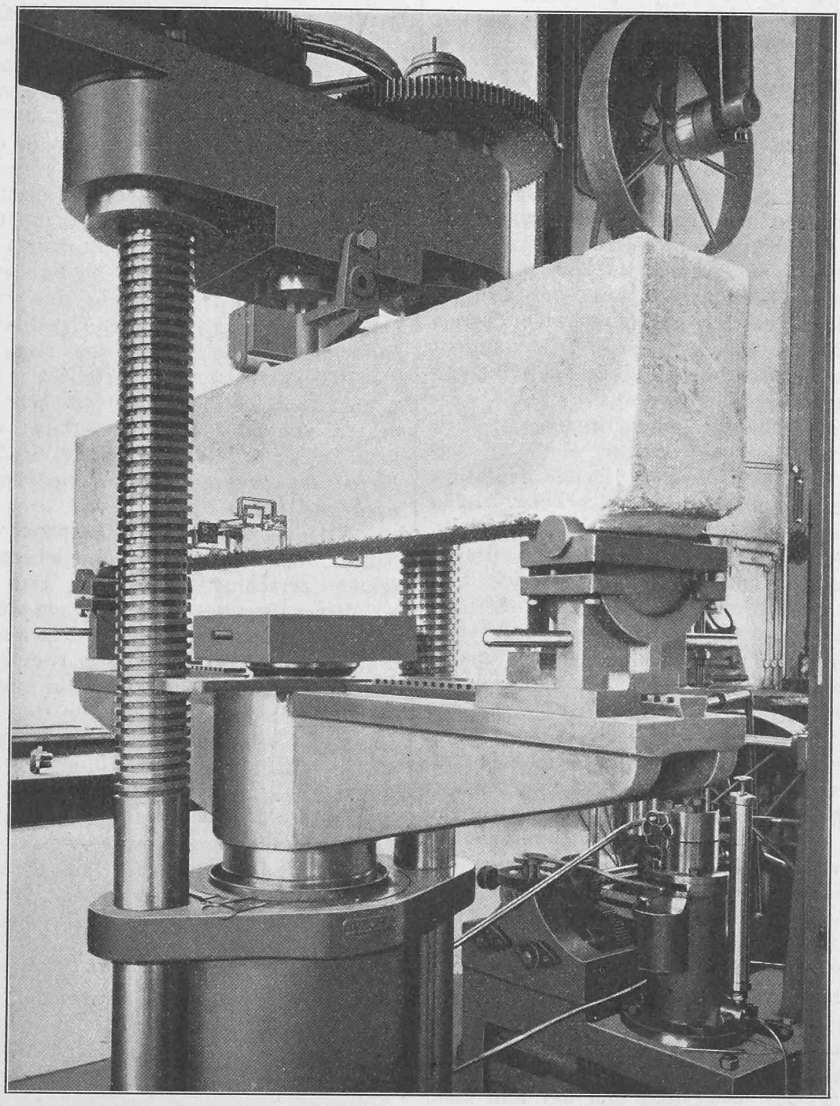

Fig. 4. Disposition des poutres B et C pour l'essai à la flexion sur la presse Amsler.

Nous résumons dans le tableau N° II à la page 240 la valeur absolue des allongements à la limite supérieure et à la limite inférieure de chaque série d'observations et pour les deux poutres; les allongements sont en $\frac{cm}{1000}$ observés sur une longueur de 15 *cm*. Les barres N° 1 et 4 sont *rectilignes* les barres N° 2 et 3 sont relevées vers leurs extrémités; les barres N° 1 et 2 se trouvent à gauche et les barres N° 3 et 4 à droite.

Les premières fissures ont été constatées pour les deux poutres sous une charge de 5,5 *t* et en dehors de la longueur observée et des entailles pratiquées dans le béton. A partir de la charge d'environ 8 *t* pour la poutre *B* et d'environ 7,5 *t* pour la poutre *C*, la limite d'élasticité du métal paraît avoir été atteinte d'après les essais faits plus tard avec des éprouvettes, de même métal, en sorte que pour les charges supérieures les observations ne représentent plus uniquement des allongements élastiques, mais comprennent une part, faible encore, d'allongements permanents. C'est pour cette raison que nous ne donnons les observations que jusqu'à la charge de 9,5 *t*.

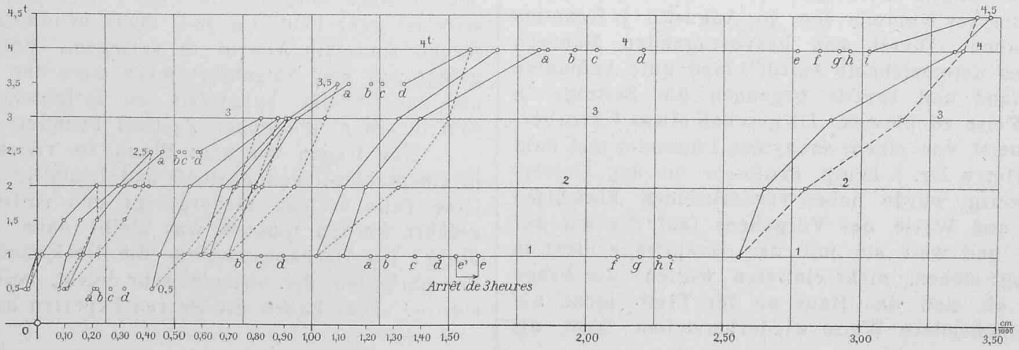

Fig. 6. Diagramme des allongements de la barre N° 4 de la poutre B pour les charges de 0,5 à 4,5 *t* en $\frac{cm}{1000}$ sur 15 *cm* de longueur.

Pendant les essais on a pu constater que la *répétition de la même charge supérieure faisait augmenter les allongements;* celà ressort nettement du graphique des Fig. 5 et 6.

En outre, pendant chaque arrêt dans les observations, soit à midi, soit le soir, les allongements du fer ont décru pour la charge inférieure, reprenant du reste bientôt leur marche ascendante par l'application des charges élevées. Les observations ont été poussées jusqu'à la charge de 12,5 *t* où la limite des grands allongements a été atteinte et a mis un terme à l'observation par les instruments à miroir.

(à suivre.)

Das Schifferhaus an der Treib.

Wer immer auf einem der zahlreichen Dampfboote die schönen Gestade des Vierwaldstätter-Sees an sich vorüberziehen liess, dem wird am Fusse des Seelisberges, da wo das Boot gegen Brunnen und den majestätischen Urnersee einbiegt, ein altes behäbiges Schweizerhaus, das Haus an der Treib, aufgefallen sein. Dieser alte Bau mit seinen bemalten Schildern, seinen Klebdächern über den doppelt und dreifach gekuppelten Fenstern ist so recht der Typus eines stattlichen Wohnhauses aus dem Lande Uri und nicht umsonst ist es oft reproduziert und sogar an Ausstellungen in kleinerem Masstabe nachgebildet worden.

Seit einer längeren Reihe von Jahren begann es jedoch bedenklich zu altern und mit wehmütigen Gefühlen betrachteten die Vorüberfahrenden die zunehmende Baufälligkeit des dem Untergang entgegengehenden ehrwürdigen Baudenkmals aus früheren Zeiten. Es wurde deshalb in den Urkantonen freudig begrüsst, als vor etwa einem Jahre der historische Verein des Kantons Uri die Gemeinde Seelisberg, der das Haus gehört, anging Pläne und Kostenberechnungen für eine Restauration des Baues ausarbeiten zu lassen. Sie beauftragte damit einen jungen Fachmann, Herrn Architekt Eugen Probst in Zürich, der bereits durch seine Restauration des Schlosses Sargans und der Feste Schwyz in Bellinzona sich als kenntnisreich und tüchtig erwiesen hatte. Seine Untersuchungen und Aufnahmen im vergangenen Sommer zeigten deutlich, dass mit einer blossen Restauration nur Halbes erreicht und der unausweichliche Zerfall des Hauses zwar verschoben, aber nicht aufgehoben werden könnte. Als weit rationellere Lösung erschien ihm die Niederlegung und der Wiederaufbau des Hauses unter sorgfältiger Wahrung und Verwendung aller Teile, die nicht durch Fäulnis oder Witterungsunbilden unbrauchbar geworden waren. Diese Teile, so namentlich die Getäfer und Decken im Innern sollten sorgfältig abgebrochen, bezeichnet und wieder so verwendet werden, wie sie gewesen sind. In ähnlicher Weise wäre mit dem Aeusseren zu verfahren, sodass die Erscheinung des Hauses nach aussen und innen in pietätvoller Weise wieder hergestellt und der Bau nicht nur für Jahrzehnte, sondern für Jahrhunderte hinaus gefestigt und der Nachwelt erhalten bleiben sollte.

Da die kleine Gemeinde Seelisberg ausser stande ist, die auf 41 000 Fr. geschätzten Umbaukosten allein zu tragen, so wurde ein flott geschriebener Aufruf zur Zeichnung von freiwilligen Beiträgen verbreitet, von dessen Inhalt wir in unserer Nummer vom 30. August d. J. Kenntnis genommen haben. Dieser von hervorragenden Männern unseres Landes unterzeichnete Aufruf[1]) fand gute Aufnahme im Schweizerland und bereits begannen die Beiträge in erfreulicher Weise zu fliessen. Da geschah etwas Unvorhergesehenes: Zuerst von einem anonymen Einsender und bald darauf von Herrn Dr. J. Zemp, Professor an der Universität in Fribourg, wurde neben verschiedenen Einwürfen über die Art und Weise des Vorgehens (auf die wir der Kürze halber und weil sie mit der Hauptfrage nicht in Zusammenhang stehen, nicht eintreten wollen) die Frage aufgeworfen, ob sich das Haus an der Treib nicht auf einfachere, schonendere Weise wiederherstellen lasse, als durch den vorgeschlagenen Umbau. Herr Prof. Dr. Zemp ist gegenwärtig Präsident der schweizerischen Gesellschaft für Erhaltung historischer Kunstdenkmäler. Wie es sich aus einer weitläufigen Zeitungspolemik herausstellte, die sich vornehmlich in den Spalten der Neuen Zürcher Zeitung abspielte, hatte der Gemeinderat von Seelisberg bereits im Jahre 1894 Unterhandlungen über die Restauration des Hauses mit dem Vorstand der genannten Gesellschaft gepflogen. Als jedoch von einem Experten der Gesellschaft, dessen Name verschwiegen bleiben möge, als Abhülfe gegen die etwa einen halben Meter betragende Senkung des Baues die Einziehung eiserner Träger (!) vorgeschlagen wurde, zogen sich die Unterhandlungen in die Länge. Sie wurden erst im Frühjahr d. J. wieder aufgenommen, als der Gemeinde Seelisberg ein anderer Experte vorgeschlagen wurde, der ihr jedoch, wie es scheint, nicht genehm war.

Als nun gleichzeitig mit dem Aufruf an das Schweizervolk auch der schweizerische Bundesrat um einen Beitrag angegangen wurde, ersuchte das Departement des Innern den Vorstand der genannten Gesellschaft um ein bezügliches Gutachten. Dieser liess das Haus durch zwei Experten, die HH. Baumeister G. Hirzel-Koch in Zürich und Architekt Arn. Cattani in Luzern untersuchen. Noch bevor das Gutachten abgefasst und eingereicht war, verkündigte Herr Prof. Dr. Zemp der Gemeinde Seelisberg, dass es *für das Projekt des Abbruches und des nachherigen Wiederaufbaues* ***vernichtend*** *lauten werde.*

Männiglich war nun gespannt auf die angekündigte Schrift, die die Gemeinde Seelisberg mit samt ihrem Architekten „zerschmettern" sollte. Das Gutachten erschien am 12. dieses Monates in der Neuen Zürcher Zeitung. Wie es von den beiden genannten Experten nicht anders zu erwarten war, ist ihre Berichterstattung eine durchaus ruhige und sachliche und sie stellt sich in einen wohltuenden Gegensatz zu dem nervösen Treiben des Präsidenten der Gesellschaft für Erhaltung historischer Kunstdenkmäler und seines stillen Mitarbeiters. Das Gutachten ist sehr einlässlich und umfangreich, weshalb wir uns auf einen äusserst gedrängten Auszug aus der beachtenswerten Schrift beschränken müssen. Die Herren Experten sagen, dass mit gutem Willen und einiger Sorgfalt das alte Haus noch eine längere Reihe von Jahren erhalten werden könne. Der Mauerpfeiler, auf dem ein Teil des Hauses ruht, habe sich in letzter Zeit nicht gesenkt, die Blockwände und die Dachkonstruktion seien im ganzen noch ziemlich gut erhalten, Holzdecken, Türen und Treppen seien meist wieder verwendbar. Die 6 *cm* starken gefederten alten Zimmerböden müssen, *obgleich sehr defekt*, aus konstruktiven Gründen beibehalten werden. Dagegen wird zugegeben, dass bedeutende Senkungen stattgefunden, die eine Ausbauchung der Umfassungsmauern bewirkt haben. Die Balken auf der Bergseite des Erdgeschosses und die Blockwandhölzer sind total verfault, überhaupt befindet sich die nordöstliche Ecke des Hauses in einem bedenklichen Zustand. Die Dekoration des Aeussern muss neu hergestellt werden, da alles von Wind und Wetter stark mitgenommen ist.[1]) Die Laube auf der Ostseite ist ganz baufällig und muss neu aufgeführt werden, ferner sind die Aborte zu verlegen. Vollständig niedergelegt und neu aufgeführt muss auch der südliche Giebel und das Gebälke bergwärts im Erdgeschoss werden, das sich in einem kläglichen Zustand befindet.

Nun fragen wir uns: Wenn so vieles total verfault, in einem kläglichen Zustand und baufällig ist, wenn erhebliche Teile verlegt, niedergelegt und vollständig neu aufgeführt werden müssen, was bleibt dann eigentlich noch übrig? Die Dachkonstruktion, die Blockwände und die alten Zimmerböden, die, obschon sehr defekt, beibehalten werden *müssen!* Dies haben die Herren Experten auch gefühlt und

[1]) Es seien hievon nur erwähnt die HH. Alt-Landammann *Muheim* in Altdorf, Prof. *Meyer von Knonau*, Präsident der allg. geschichtsforschenden Gesellschaft der Schweiz in Zürich, *Oberst U. Meister*, Schriftsteller *Ernst Zahn*, Professor *Fr. Bluntschli*, Professor *G. Gull*, Stadtbaumeister *A. Geiser*, Architekt *Ernst Jung*.

[1]) Herr Arch. Probst geht in dieser Beziehung nicht so weit, wie die Herren Experten; er hat die in den Urner-Farben gestrichenen Fensterladen und Brüstungen, Pfettenbrettchen u. s. w., d. h. alle diese charakteristischen Dekorationen in einem Nebengebäude sorgfältig aufbewahrt und hofft sie grösstenteils wieder zu verwenden.