Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 69 (1943)
Heft: 12

Artikel: Contribution à l'étude du béton précontraint
Autor: Bolomey, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-52517

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: 20.07.2025

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

69e année — 12 juin 1943 — N° 12

BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

ABONNEMENTS :
Suisse : 1 an, 13.50 francs
Etranger : 16 francs
Pour sociétaires :
Suisse : 1 an, 11 francs
Etranger : 13.50 francs
Prix du numéro :
75 centimes.
Pour les abonnements s'adresser à la librairie F. Rouge & Cie, à Lausanne.

Paraissant tous les 15 jours

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. Neeser, ingénieur, à Genève ; Vice-président : M. Imer, à Genève ; secrétaire : J. Calame, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg :* MM. L. Hertling, architecte ; P. Joye, professeur ; *Vaud :* MM. F. Chenaux, ingénieur ; E. Elskes, ingénieur ; Epitaux, architecte ; E. Jost, architecte ; A. Paris, ingénieur ; Ch. Thévenaz, architecte ; *Genève :* MM. L. Archinard, ingénieur ; E. Martin, architecte ; E. Odier, architecte ; *Neuchâtel :* MM. J. Béguin, architecte ; R. Guye, ingénieur ; A. Méan, ingénieur ; *Valais :* M. J. Dubuis, ingénieur ; A. de Kalbermatten, architecte.

Rédaction : D. Bonnard, ingénieur, Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Publicité :
TARIF DES ANNONCES
Le millimètre (larg. 47 mm.) 20 cts.
Tarif spécial pour fractions de pages.
En plus 20 % de majoration de guerre.
Rabais pour annonces répétées.
ANNONCES-SUISSES s.a.
5, Rue Centrale,
LAUSANNE
& Succursales.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE
A. Stucky, ingénieur, président ; M. Bridel ; G. Epitaux, architecte ; M. Imer.

SOMMAIRE : *Contribution à l'étude du béton précontraint* (suite et fin), par J. Bolomey, professeur. — *Société suisse des ingénieurs et des architectes : Rapport de gestion pour l'année 1942 ; Communiqués du Secrétariat.* — Nécrologie : *Eugène Périllard, ingénieur ; Benjamin Laurent, ingénieur.* — Bibliographie. — Service de placement.

Contribution à l'étude du béton précontraint

par J. BOLOMEY, professeur,
chef de la division des matériaux pierreux du Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne.

(Suite et fin).[1]

II. Influences de la précompression du béton sur la tenue de poutrelles en béton armé.

Essais sur poutrelles 7 × 15 × 265 cm et 10 × 15 × 265 cm.

Note de la Réd. — *Malgré le très grand intérêt que présenterait pour nos lecteurs la publication complète des commentaires des essais, comme cela a été fait au chapitre précédent, le manque de place nous oblige à reproduire ici, pour les essais statiques, les graphiques seuls. Toutefois le texte du rapport original ne subira aucune coupure dans ses parties relatives aux essais au pulsateur.*

Le résumé des résultats acquis par ces recherches et les conclusions générales telles qu'elles figurent à ce numéro sont reproduits in extenso.

Le rapport de M. Bolomey fera l'objet d'un tiré-à-part qui sera sous peu mis en vente en librairie. Il s'agira de la publication intégrale du texte original, c'est-à-dire d'un document plus complet que les articles parus ici-même.

[1] Voir *Bulletin technique* des 17 avril, p. 89, et 1er mai 1943, p. 101.

Série C. Poutrelles armées de fils ronds de 3 mm de diamètre.

(Voir graphique 4)

Les essais ont été effectués sur deux poutrelles soit :

	Section	*Armature*	*Précontrainte*
M	10/15	6 ø 3	nulle
N	7/15	6 ø 3	950 kg/fil

Les résultats des essais statiques sont reportés sur le graphique 4 ; les tensions ont été calculées d'après les déformations observées en admettant un module d'élasticité constant de 350 t/cm² pour le béton et de 2150 t/cm² pour l'acier, ce qui n'est pas exactement conforme à la réalité pour les fortes charges.

Poutrelle M. — 6 fils de 3 mm diamètre. Pas de prétension des aciers.

Essais statiques. Voir graphique 4.

Poutrelle N. — 6 fils décapés de 3 mm diamètre. Prétension initiale de 950 kg par fil.

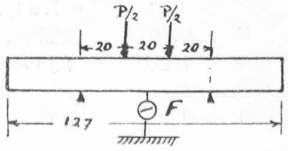
Fabriqué 1 poutrelle de 7/15/265 cm pour essais statiques.

Fabriqué 1 poutrelle de 7/15/127 cm pour essais au pulsateur.

a) *Essais statiques.* Voir graphique 4.

b) *Essais au pulsateur.* — Même armature, même précontrainte, poutrelles de 7 × 15 × 127 cm.

Lors de la libération des ancrages des barres tendues, à 7 jours, il n'y eut qu'une très légère pénétration des barres à



$$F_{mm} = 38\,100 \frac{P_{kg}}{E.I}$$

Pour $E = 350000$ kg/cm²

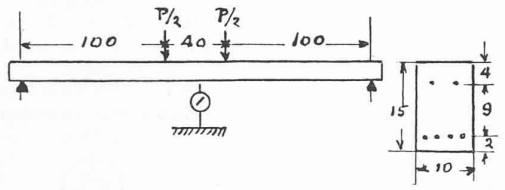
$$I = 0{,}11 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Graphique 4

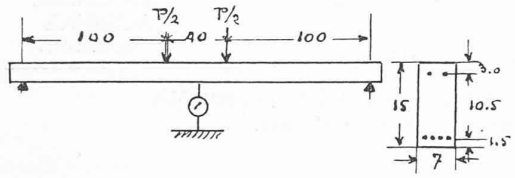
Essais de poutrelles armées de 6 fils de 3 mm Ø décapés.

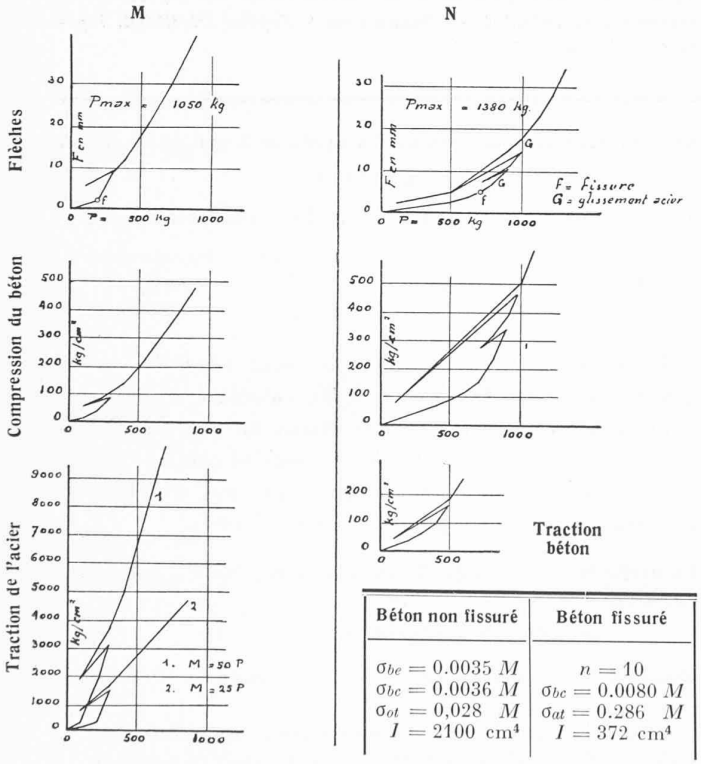
Acier. Lim. élast. = 19 t/cm² *Béton vibré.* $P = 10 + 90 \sqrt{d : 15}$
R. tract = 21 » $Rc\,7 = 530$ kg/cm² $Rc\,28 = 620$ kg/cm²
E_a = 2140 » $E_b = 350$ t/cm²
Mise sous précontrainte à 7 jours. Age aux essais 30 jours.

M. Précontrainte 0 kg/fil



N. Précontrainte 950 kg/fil





Béton non fissuré	Béton fissuré
$\sigma_{be} = 0.0035\ M$	$n = 10$
$\sigma_{bc} = 0.0036\ M$	$\sigma_{bc} = 0.0080\ M$
$\sigma_{ot} = 0{,}028\ M$	$\sigma_{at} = 0.286\ M$
$I = 2100$ cm⁴	$I = 372$ cm⁴

l'intérieur du béton. Celle-ci s'est toutefois accentuée et a atteint près d'un millimètre après avoir frappé sur les poutrelles avec un marteau.

Premier essai.

Variations de P en t	*M* cm kg	*d.P* kg	*Pulsations*	*F* mm	*I* ($Eb = 350$ t/cm²)
1,0—3,0	30 000	2000	0	0,20	1100 cm⁴ (1
1,0—3,0	30 000	2000	90 000	0 26	850 cm⁴
1,0—3,0	30 000	2000	245 000	0,36	610 cm⁴
1,0—3,0	30 000	2000	600 000	0,42	520 cm⁴ (2
1,0—3,5	35 000	2500	615 000	0,52	530 cm⁴
1,0—3,5	35 000	2500	777 000	0,10—0,74	430 cm⁴
1,0—3,5	35 000	2500	895 000	0,12—0,85	380 cm⁴
1,0—3,5	35 000	2500	1 100 000	0,17—0,83	410 cm⁴
1,0—4,0	40 000	3000	1 100 000	0,17—0,96	410 cm⁴ (3
1,0—4,0	40 000	3000	1 220 000	0,45—1,80	245 cm⁴ (4
1,0—4,0	40 000	3000	1 270 000	2,00—6,00	82 cm⁴ (5
1,0—4,0	40 000	3000	1 277 000	—	

Lorsque la flèche est indiquée par deux chiffres, le premier correspond à la flèche permanente, le second à la flèche totale.

(1 Fissure sur 6 cm de hauteur.
(2 Deuxième fissure de 7,5 cm de hauteur.
(3 Craquement et forte augmentation de la flèche.
(4 Les fissures montent à 12 cm de hauteur et s'ouvrent de 2 mm.
(5 Nouveau craquement, la charge tombe à 3 t, le béton s'échauffe au milieu de la poutrelle, dans la zone fissurée.

Deux fils rompus, les deux autres ont glissé d'environ 10 mm ; aucun glissement des armatures n'a pu être constaté aux extrémités de la poutrelle avant la rupture de celle-ci ; il n'y a eu que des glissements locaux intérieurs, ce sont eux qui ont provoqué l'échauffement du béton peu avant la rupture.

Deuxième essai.

Variation de P en t	*M* cm kg	*d.P* kg	*Pulsations*	*F* mm	*I* cm⁴
1,0—4,0	40 000	3000	3 000	0,64	515 (1
1,0—4,0	40 000	3000	133 500	0,05—0,76	465
1,0—4,0	40 000	3000	205 000	—	— (2
1,0—4,0	40 000	3000	324 000	—	— (3

(1 2 fissures sur 8 cm de hauteur.
(2 forte augmentation des fissures qui s'élèvent à 12 cm.
(3 rupture du béton après craquement.

L'examen de la rupture montre que 3 fils se sont rompus ; le quatrième a glissé de 5 mm.

La résistance à la traction des fils, déterminée après l'essai, est de 1645 à 1660 kg/fil, soit de 23,5 t/cm².

La première fissuration s'est produite sous un moment de 30 000 cm kg. Les moments d'inertie, déduits de l'observation des flèches, ont été nettement plus faibles lors des essais au pulsateur pour un même moment fléchissant que lors de l'essai statique.

Série D. — Poutrelles armées d'acier carré tordu de 4 mm de côté.

(Voir graphique 6).

Les essais ont été effectués sur 3 poutrelles de 10 × 15 × 265 cm, armées de :

R.	6 □ 4/4	double torsion	Prétension	300 kg/barre
S.	6 □ 4/4	»	»	»	800 » »
T.	6 □ 4/4	»	»	»	1300 » »

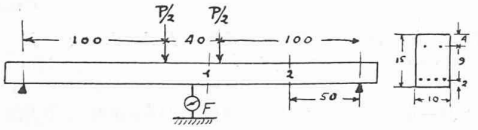
Les résultats des essais statiques sont indiqués graphiquement sur l'annexe 6. Les tensions ont été calculées, d'après les déformations observées, en admettant un module d'élasticité constant de 350 t/cm² pour le béton et de 1900 t/cm² pour l'acier.

Poutrelle R. — 6 □ 4/4. Prétension 300 kg/barre. Béton au ciment alumineux. Mise sous précontrainte à 2 jours.

Graphique 6 *Essais de poutrelles armées de 6 barres d'acier carré tordu de 4/4 mm.*

Acier. Limite app. élast. = 11.0 t/cm²
Résist. traction = 16.4 »
Module élast. E_a = 1900 »

Béton vibré à 260 kg, C.Al. $P = 10 + 90\sqrt{d:15}$
R_c à 2 jours = 480 kg/cm² R_c à 4 j = 605 kg/cm²
E_b = 350 t/cm²



2 □ 4/4 Fe = 0.32 cm²
1 □ 4/4 Fe = 0.64 cm²

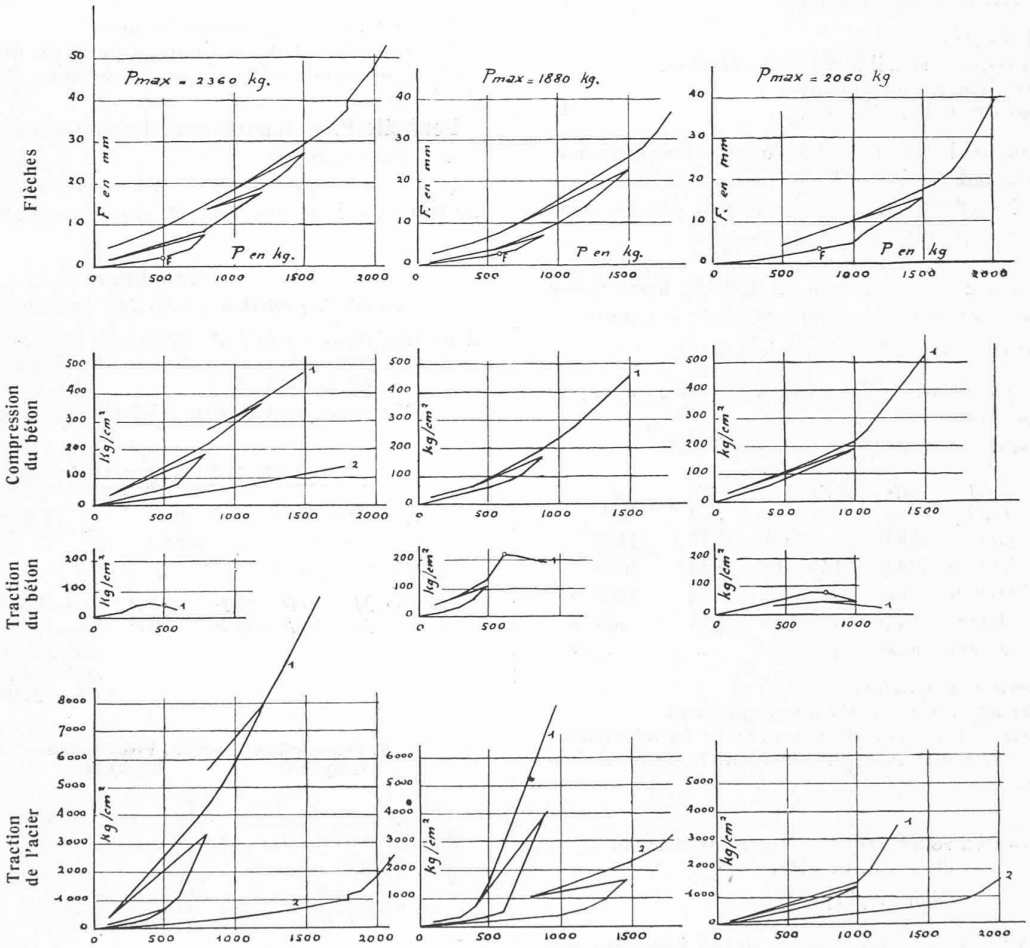
Béton

non fissuré	*fissuré*
$\sigma_{bc} = 0.0025\ M$	0.0048 M
$\sigma_{bt} = 0.0024\ M$	—
$\sigma_{at} = 0.0175\ M$	0.132 M
$I = 3025$ cm⁴	$I = 720$ cm⁴
	$n = 10$

Sect. 1 $M = 50\ P$
Sect. 2 $M = 25\ P$

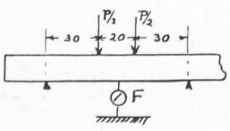
Mise sous précontrainte à 2 jours. Age aux essais = 4 jours.

R. Précontrainte 300 kg/barre **S. Précontrainte 800 kg/barre** **T. Précontrainte 1300 kg/barre**



a) *Essais statiques.* Effectués à l'âge de 4 jours.

b) *Essais au pulsateur.* — Ces essais ont été effectués sur les tronçons, déjà fatigués, de la poutrelle *R*, suivant le schéma de charge ci-contre.



$$F_{mm} = 97360\,\frac{P}{EI}$$

Pour $E = 350$ t/cm²

$$I\ \text{cm}^4 = 0{,}28\,\frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Premier essai. Age : 32 jours.

Variation de P en t	*M cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*F mm*	*I cm⁴*	
1—4	60 000	3000	50	1,50	750	(1
1—4	60 000	3000	260 000	—	—	(2

1) Fissuration immédiate du béton.
2) Rupture par dislocation du béton le long des barres tendues, qui ont ainsi été mises à nu.

Deuxième essai. Age : 50 jours, dont 12 de durcissement dans l'eau.

Variante de P en t	*M cm kg*	*dP*	*Pulsations :*	*F mm*	*I cm⁴*	
1—3,3	50 000	2,3	3 700	0,1—1,0	1020	(1
			172 000	0,1—1,4	710	(2
			226 800	—	—	(3

1) Formation de 3 fissures.
2) La fissuration ne s'est pas aggravée.
3) Rupture de deux barres.

Poutrelle S. — 6 □ 4/4. Prétension 800 kg/barre. Béton au ciment alumineux, mise sous précontrainte à 2 jours.

a) *Essais statiques* effectués à l'âge de 4 jours.

Les indications du tensomètre placé sur le béton tendu correspondent à des allongements anormaux pour $P > 300$ kg, qui doivent correspondre à une fissuration invisible du béton.

b) *Essais au pulsateur.* — Un essai a été effectué sur un tronçon de la poutrelle *S*.

Même schéma d'essai que pour la poutrelle *R*.

Variation de P en t	*M cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*F mm*	*I cm⁴*
1,0—3,3	50 000	2300	500	0,0—0,40	1610
1,0—3,3	50 000	2300	82 000	0,25—1,20	680 (1
1,0—3,3	50 000	2300	268 000	0,38—1,35	660 (2
1,0—3,3	50 000	2300	570 000	0,90—2,40	430 (3
1,0—3,3	50 000	2300	610 000	—	— (4

1) Observé 3 fissures.
2) Pas d'aggravation sensible de la fissuration.
3) Une fissure s'élargit fortement.
4) Rupture au droit d'une fissure.

Une barre rompue, le béton a été disloqué le long des armatures tendues qui ont été mises à nu. C'est cette dislocation du béton sous les efforts latéraux provoqués par les faces obliques des barres qui est cause de la rupture.

Poutrelle T. — 6 □ 4/4. Prétension de 1300 kg/barre. Béton au ciment alumineux, mise sous précontrainte à 2 jours.

a) *Essais statiques* effectués à l'âge de 4 jours.

b) *Essais au pulsateur.* — Un essai a été effectué sur un tronçon de la poutrelle *T*.

Même schéma d'essai que pour la poutrelle *R*.

Variation de P en t	*M cm kg*	*dP kg*	*Pulsations*	*F mm*	*I cm⁴*
1,0—4,0	60 000	3000	2 500	0,74	1130
1,0—4,0	60 000	3000	140 000	0,78	1080
1,0—4,0	60 000	3000	340 000	0,76	1100 (1
1,0—4,0	60 000	3000	455 000	1,50	560 (2
1,0—4,0	60 000	3000	482 500	—	— (3

1) Rien d'anormal à signaler.
2) Fissure très apparente, après un craquement.
3) Rupture par compression du béton, suite du relèvement de l'axe neutre consécutif au dépassement de la limite d'élasticité de l'acier.

Série E. — Poutrelles armées d'acier carré tordu de 5 mm de côté.

(Voir graphique 5).

Les essais ont été effectués à l'âge de 35 jours sur des poutrelles de 7 × 15 × 265 cm, armées de :

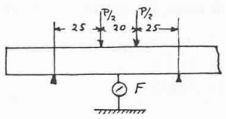
O	6 □ 5/5	tordus.	Prétention	0 kg/barre
P	6 □ 5/5	»	»	500 » »
Q	6 □ 5/5	»	»	950 » »

Les résultats des essais statiques sont reportés sur le graphique 5. Les tensions ont été calculées d'après les déformations observées, en admettant un module d'élasticité constant de 350 kg/cm² pour le béton et de 1950 t/cm² pour l'acier.

Poutrelle O. — 6 □ 5/5, pas de précontrainte.

a) *Essais statiques.*

b) *Essais au pulsateur.* — Cet essai a été effectué sur un tronçon de la poutrelle *O*, après l'essai statique, suivant le schéma de charge ci-contre :



$$F_{cm} = 6330 \frac{P_{kg}}{EI}$$

Pour $E = 350$ t/cm²

$$I \text{ cm}^4 = 0{,}180 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Variation de P en t	*M cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*F mm*	*I cm²*
1,0—4,0	50 000	3000	0	0,23	2350
1,0—4,0	50 000	3000	145 000	0,90	600 (1
1,0—4,0	50 000	3000	217 000	0,90	600
1,0—4,5	56 250	3500	218 000	1,07	590
			329 000	1,40	450
			374 300	—	— 2)

1) Formation de plusieurs fissures.
2) Dépassement de la limite d'élasticité du métal, formation d'une fissure oblique puis dislocation du béton le long des barres.

Poutrelle P. — 6 □ 5/5 mm. Précontrainte 500 kg/barre.

a) *Essais statiques.*

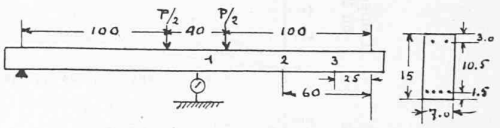
b) *Essais au pulsateur.* — Ces essais ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle *P*, après l'essai statique.

Graphique 5

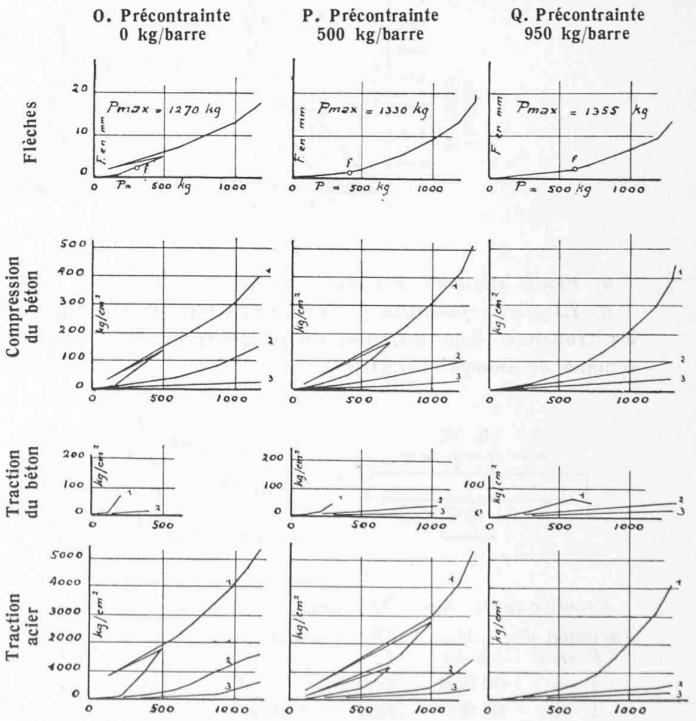
Essais de poutrelles armées de 6 barres □ 5/5 mm tordues.

Acier. Lim. élast. = 4.6 t/cm² *Béton vibré* 390 *CP sp.* $P = 10 + 90 \sqrt{d:15}$
Rés. tract. = 5.2 » R_c 7 = 530 kg/cm² R_c 28 = 620 kg/cm²
E_a = 1950 » E_b = 350 t/cm²

Mise sous précontrainte à 7 jours. Age aux essais 35 jours.



Section	1	2	3	*Béton non fissuré*	*Béton fissuré*
P et *Q*	$M = 50\,P$	$30\,P$	$12.5\,P$	$\sigma_{bc} = 0.00325\ M$	$0.0048\ M$
O	$M = 50\,P$	$20\,P$	$10\,P$	$\sigma_{bt} = 0.00300\ M$	—
				$\sigma_{at} = 0.0237\ M$	$0.086\ M$
				$I = 2410$ cm⁴	1031c m⁴
				$n = 10$	



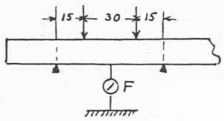
Premier essai. — Schéma de charge comme pour la poutrelle *O*.

Variation de charge 1,0 à 4,0 t.

Moment maximum 50 000 cm kg.

Après 1000 sollicitations seulement, la poutre se rompt par suite de la dislocation du béton et de l'arrachement des barres dont l'enrobement laissait à désirer.

Deuxième essai.



$$F_{cm} = 3080 \frac{P}{EI}$$

si $E = 350$ t/cm²

$$I \text{ cm}^4 = 0{,}088 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Variation de P en t	*Moments cm. kg*	*dP kg*	*Pulsations*	*Flèches mm*	*I cm⁴*
1,0—4,0	30 000	3000	0	0,20	1320
1,0—4,0	30 000	3000	1 000	0,43	615 (1
1,0—4,5	33 750	3500	2 000	0,47	655 (2
1,0—4,5	33 750	3500	110 000	0,48	640
1,0—5,0	37 500	4000	190 000	0,59	595 3
1,0—5,5	41 250	4500	360 000	0,68	580
1,0—6,0	45 000	5000	440 000	0,76	580
1,0—6,5	48 750	5500	540 000	0,84	575
1,0—7,0	52 500	6000	670 000	0,93	570
1,0—7,5	56 250	6500	720 000	1,00	570
1,0—8,0	60 000	7000	830 000	1,12	550
1,0—8,5	63 750	7500	843 000	1,12	550 (4

1) Observé une fine fissure.

2) Observé 2 fines fissures de 7 cm de hauteur au droit des points d'application de la charge.

3) Une des fissures oblique en direction d'un des appuis.

4) Rupture et cisaillement suivant le plan de la fissure oblique ; les armatures sont restées intactes.

Le moment de rupture de 63730 cm/kg correspond à un effort de traction calculé de l'armature (en admettant $n = 10$ béton fissuré, prétention nulle) de 5450 kg/cm², ce qui dépasse largement la limite d'élasticité du métal. C'est l'allongement plastique de l'acier qui a permis la disparition locale de la prétention, la formation et le développement des fissures obliques et enfin la rupture.

La fissure oblique a été observée pour un $M = 37500$ cm kg, correspondant à un taux de travail de l'armature, sans tenir compte de la précontrainte, de 3250 kg/cm². La limite d'élasticité de l'acier étant de 4600 kg/cm², il restait donc une prétension de l'acier qui peut être évaluée à 1350 kg/cm², soit à 340 kg par barre.

Poutrelle Q. — 6 □ 5/5. Prétension de 950 kg/barre.

a) *Essais statiques.*

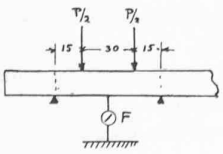
b) *Essais au pulsateur.* — Ils ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle *Q*, après l'essai statique.

Premier essai. Même schéma de charge que pour la poutrelle *O*.

Variations de P en t	*Moments cm.kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	*I cm⁴*
1,0—4,5	56 250	3500	60 000	0,96	650

La poutrelle se rompt sous 60 000 réitérations de charge.

Deuxième essai.



$$F_{cm} = 3080 \frac{P}{EI}$$

si $E = 350$ t/cm²

$$I_{cm^4} = 0{,}088 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Variations de P en t	*Moments cm.kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	*I cm⁴*
1,0—4,5	33 750	3500	0	0,19	1620
1,0—4,5	33 750	3500	100 000	0,21	1460
1,0—5,0	37 500	400	190 000	0,25	1400
1,0—5,5	41 250	4500	195 000	0,32	1240
1,0—6,0	45 000	5000	345 000	0,45	980
1,0—6,5	48 750	5500	346 000	0,50	970
1,0—6,5	48 750	5500	460 000	0,52	930 (1
1,0—7,0	52 500	6000	460 000	0,57	930
1,0—7,0	52 500	6000	512 000	0,58	910
1,0—7,5	56 250	6500	513 000	0,63	910
1,0—7,5	56 250	6500	675 000	0,86	670 (2
1,0—8,0	60 000	7000	675 000	1,05	580
1,0—8,0	60 000	7000	682 000	—	— (3

(1 Observé deux fines fissures.

(2 Les fissures prennent une direction oblique et sont continues entre les points d'application de la charge et les appuis extrêmes. La limite d'élasticité du métal a été dépassée, l'armature a pris un allongement permanent qui a annulé localement la prétension, ce qui a permis la formation des fissures obliques.

(3 Sous moment de 60 000 cmkg se produit la rupture du béton à la compression, puis le cisaillement suivant le plan d'une des fissures obliques. Les armatures sont restées intactes bien que leur limite d'élasticité ait été largement dépassée. Pour $M = 60\,000$ cmkg, le taux de travail calculé de l'acier est de 5250 kg/cm².

Série F. — Poutrelle armée d'acier rond ordinaire de 5 et 10 mm de diamètre.

(Voir graphique 7).

Les essais ont été effectués à l'âge de 42 jours sur une poutrelle de 10 × 15 × 265 cm armée à sa partie supérieure de 1 ø 10 mm et à sa partie inférieure de 2 ø 10 et 1 ø 5 mm.

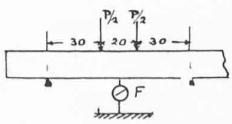
Les résultats des essais statiques sont reportés sur le graphique 7. Les tensions ont été calculées d'après les déformations observées, en admettant un module d'élasticité constant de 350 t/cm² pour le béton et de 2150 t/cm² pour l'acier.

Poutrelle U. — 3 ø 10 + 1 ø 5, pas de précontrainte. Les barres ont été munies de crochets terminaux, comme usuel.

a) *Essais statiques.* — Dès que la charge a dépassé 200 kg, les indications du tensomètre placé sur le béton tendu ont dénoté des troubles dûs à un début de fissuration. Celui-ci est révélé en outre par les fortes augmentations des flèches et des tractions dans l'acier.

b) *Essais au pulsateur.* — Ils ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle *U*, après les essais statiques.

Premier essai.



$$F_{cm} = 9740 \frac{P}{EI}$$

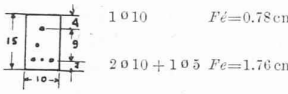
ou, si $E = 350$ t/cm²

$$I_{cm^4} = 0{,}28 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$$

Variations de P en t	*Moments cm.kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	*I cm¹*
1,0—3,3	50 000	2300	100	0,77	840 (1
1,0—3,3	50 000	2300	221 000	0,77	840 (2
1,0—3,3	50 000	2300	405 000	0,90	715 3
1,0—4,0	60 000	3000	750 000	1,10	765 (4
1,0—4,0	60 000	3000	805 000	1,20	700 (4
1,0—4,5	67 500	3500	860 000	1,35	725 (5
1,0—4,5	67 500	3500	963 000	—	(6

Graphique 7 *Essais de poutrelles armées de barres d'acier doux.*

U. Acier rond avec crochets
Sans précontrainte

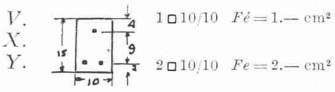


1 ⌀ 10 $Fé = 0.78$ cm²

2 ⌀ 10 + 1 ⌀ 5 $Fe = 1.76$ cm²

	non fissuré	*fissuré*
$\sigma_{bc} =$	$0.0023\ M$	$0.0032\ M$
$\sigma_{bt} =$	$0.0021\ M$	—
$\sigma_{at} =$	$0.015\ M$	$0.050\ M$
$I =$	3420 cm⁴	1540 cm⁴

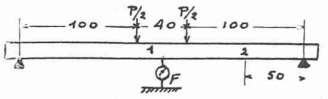
V. Acier carré tordu
Sans précontrainte



V. X. Y. 1 □ 10/10 $Fé = 1.—$ cm²

2 □ 10/10 $Fe = 2.—$ cm²

Schéma des essais U. V. X. Y.



X. Acier carré tordu
Précontrainte 1500 kg/barre

Acier	Ø 10, Ø 5	□ 10/10
Lim. élast.	3.5	4.0 t/cm²
R. traction	4.1	4.3 »
Ea	2150	2100.—

Y. Acier carré tordu
Précontrainte 3000 kg/barre

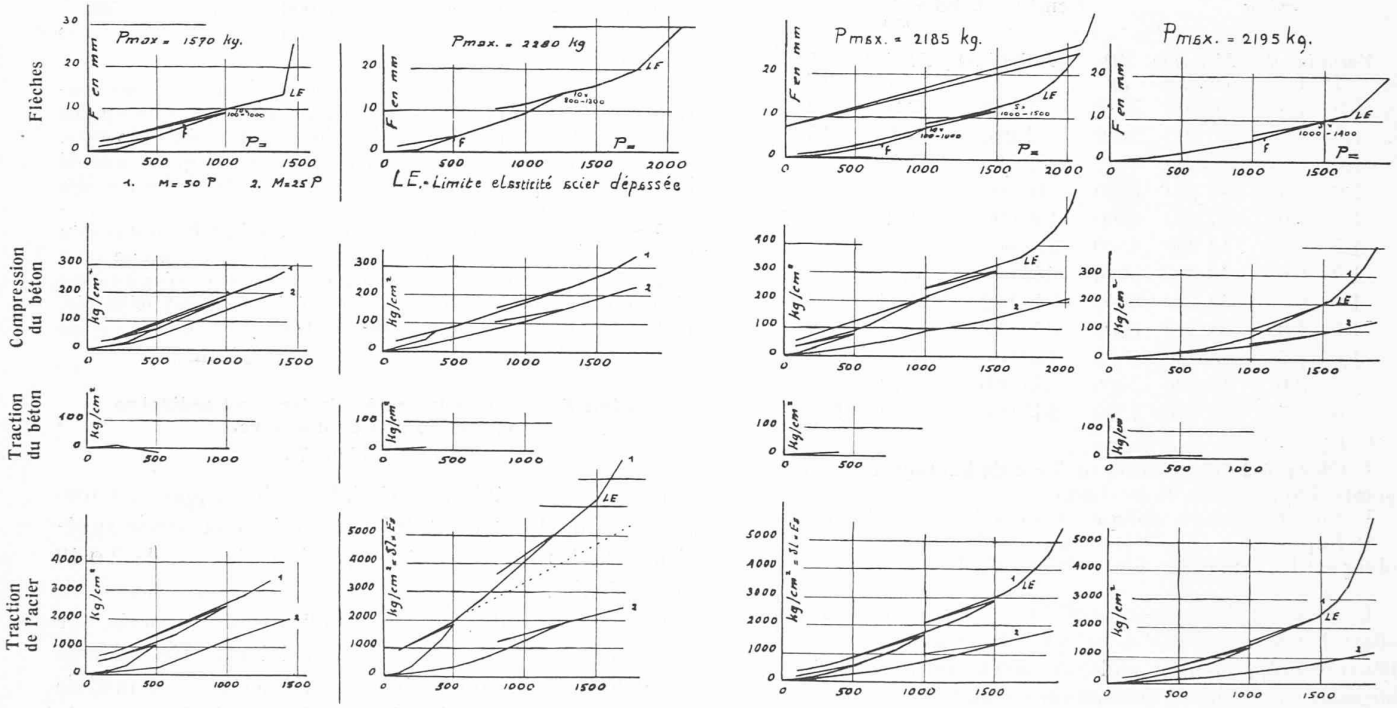
Béton vibré $P = 10 + 90\ \sqrt{d : 15}$

$Rc\,7 = 530$ kg/cm² $Rc\,28 = 620$ kg/cm²

$Eb = 350$ t/cm²

	Béton non fissuré	*Béton fissuré*	
V. X. Y.	$\sigma_{bc} = 0.00225\ M$	$\sigma_{bc} = 0.00325\ M$	$n = 10$
	$\sigma_{bt} = 0.00202\ M$	—	
	$\sigma_{at} = 0.0145\ M$	$\sigma_{at} = 0.045\ M$	
	$I = 3500$ cm⁴	$I = 1700$ cm⁴	

Mise sous précontrainte à 7 jours. Age aux essais 42 jours.



[1]) Observé 2 fines fissures sous les points d'application de la charge.

[2]) Les fissures s'élargissent et prennent une direction oblique. Le taux de travail de l'acier n'étant que de 2500 kg/cm², il faut admettre qu'il s'est produit un léger glissement local de l'armature.

[3]) Une des fissures s'élargit et se prolonge jusqu'à la face comprimée.

[4]) Pas d'aggravation notable de la fissuration.

[5]) Une fissure oblique s'accentue fortement.

[6]) Rupture oblique de cisaillement provoquée par l'allongement plastique de l'armature. Un glissement de celle-ci n'a pas pu être constaté.

Deuxième essai. — Mêmes dispositions que ci-dessus.

Variations de P en t	*Moments cm.kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	*$I = 0{,}28\ \frac{P}{F}$ cm⁴*	
1,0—4,0	60 000	3000	100	0,30—1,10		[1])
1,0—4,0	60 000	3000	2 000	0,40—1,15		[2])
1,0—4,0	60 000	3000	16 000	0,60—1,30		[3])
1,0—4,0	60 000	3000	16 600	—		[4])

[1]) Pas de fissure visible.

[2]) Observé 2 fines fissures capillaires verticales au droit des points d'application de la charge P.

[3]) Formation d'une fine fissure oblique en direction d'un des appuis.

[4]) Rupture oblique après écrasement du béton, comme lors de l'essai précédent. La limite d'élasticité de l'acier a été dépassée.

Série G — Poutrelles armées de 3 barres d'acier carré tordu de 10 mm de côté.

(Voir graphique 7).

Les essais ont été effectués à l'âge de 42 jours sur des poutrelles de 7 × 15 × 265 cm, soit :

V	3 □ 10/10 mm tordus.	Prétension	0 kg/barre
X	3 □ 10/10 mm »	»	1500 »
Y	3 □ 10/10 mm »	»	3000 »

Les résultats des essais statiques (voir schéma au début du chapitre) ont été reportés sur le graphique 7. Les tensions ont été calculées d'après les déformations observées, en admettant un module d'élasticité constant de 350 t/cm² pour le béton et de 2100 kg/cm² pour l'acier.

Poutrelle V. — 3 □ 10/10 tordus. Pas de précontrainte.

a) *Essais statiques.* — Les efforts de traction dans le béton n'augmentent que très lentement ; le maximum de 17 kg/cm² est atteint pour $P = 300$.

Les indications des tensomètres décèlent un début de fissuration dès que la charge a dépassé 100 kg.

b) *Essais au pulsateur.* — Ils ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle *V*, après l'essai statique.

Même schéma d'essai que pour la poutrelle *U*.

Premier essai.

Variations de P en t	*Moments cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	$I = 0{,}28 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$ *cm⁴*
1,0—4,0	60 000	3000	2 000	0,15—1,00	990 (1
1,0—4,0	60 000	3000	146 000	0,40—1,35	890 (2
1,0—4,5	67 500	3500	208 000	0,45—1,63	715 (3
1,0—4,5	67 500	3500	242 600	—	— (4

1) Observé 3 fissures capillaires verticales.

2) Une fissure prend une direction oblique contre un des appuis ; l'armature a dû s'allonger plastiquement sous un taux de travail calculé de 2700 kg/cm².

3 La fissure oblique s'accentue.

4) Rupture brusque oblique, du côté opposé à la fissure oblique signalée sous 2) et 3).

Deuxième essai.

Variation de charge entre 1,0 et 4,0 t. Moment maximum 60 000 cm kg. — Une fissure oblique très marquée se constate déjà après 500 pulsations, flèche totale 1,2 mm, flèche permanente 0,2 mm.

Après 2000 pulsations la rupture oblique se produit dans le plan de la fissure.

Poutrelle X. — 3 □ 10/10 mm tordus. Prétension de 1500 kg/barre correspondant à une compression initiale d'environ 50 kg/cm².

a) *Essais statiques.* — Dès le début des essais de charge le tensomètre placé sur le béton tendu n'indique que des allongements très inférieurs à ceux calculés. Ils correspondent à un effort de traction maximum de 17 kg/cm² seulement pour une charge P de 400. Lorsque P dépasse 400, la traction dans le béton diminue.

Il semble donc qu'il y a une fissuration interne du béton, peut-être provoquée par les armatures qui se sont opposées, au retrait avant l'application de la précontrainte.

b) *Essais au pulsateur.* — Ils ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle X, après l'essai statique.

Même schéma d'essai que pour la poutrelle U.

Premier essai.

Variations de P en t	*Moments cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches : mm*	$I = 0{,}28 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$ *cm⁴*
1,0—5,0	75 000	4000	200	0,60—1,75	970 (1
1,0—5,0	75 000	4000	1500	—	— (2

(1 Fissure oblique très marquée après quelques pulsations.

(2 Rupture oblique de cisaillement du béton, par suite de la fatigue de l'armature.

Deuxième essai.

Variations de P en t	*Moments cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches : mm*	$I = 0{,}28 \frac{P_{kg}}{F_{mm}}$ *cm⁴*
1,0—4,0	60 000	3000	600	0,15—0,90	1120 (1
1,0—4,0	60 000	3000	227 000	0,40—1,20	1060 (2
1,0—4,0	60 000	3000	480 000	0,40—1,30	930 (2
1,0—4,0	60 000	3000	990 000	0,40—1,32	920 (2
1,0—4,5	67 500	3500	991 000	0,45—1,40	1030 (3
1,0—4,5	67 500	3500	1 576 000	0,50—1,50	980 (4
1,0—5,0	75 000	4000	1 734 000	0,58—1,92	830 (5
1,0—5,5	82 500	4500	1 735 000	0,60—2,05	870 (6
1,0—5,5	82 500	4500	1 958 000	—	— (7

1) Observé 2 fissures capillaires élastiques verticales.

2) Pas de changement.

3) Apparition d'une fissure oblique.

4) En enlevant la charge, la fissure oblique reste visible à la loupe.

5) La fissure oblique devient très visible.

6) La fissure oblique atteint 10 cm de hauteur.

7) La charge tombe à 5,2 t. Fort élargissement de la fissure oblique symétrique à celle primitivement ouverte. Ecrasement du béton à la compression, puis cisaillement suivant le plan de la fissure oblique. Une barre rompue.

Poutrelle Y. — 3 □ 10/10 tordus. Prétension de 3000 kg/barre, correspondant à une précompression initiale du béton d'environ 100 kg/cm².

a) *Essais statiques.*

Comme pour les poutrelles U, V et X, le tensomètre placé sur le béton tendu n'indique que des déformations très inférieures à celles calculées. Elles correspondent à une traction maximum de 16 kg/cm² pour une charge P de 600 kg. Lorsque P dépasse 400 kg, la traction dans le béton diminue pour n'être plus que de 3 kg/cm² pour $P =$ 1000 kg.

Il semble donc qu'il y ait eu dès l'origine une fissuration interne du béton, masquée par la précompression, qui se serait produite pendant la première semaine du durcissement, avant l'application de la précontrainte.

Dès que la charge P dépasse 200 kg, les augmentations de flèches sont nettement supérieures à celles données par le calcul basé sur $E = 350$ t/cm² et $I = 3500$ cm⁴. Ces divergences s'accentuent à mesure que la charge augmente et ne peuvent s'expliquer que par une fissuration interne du béton qui se développe progressivement, malgré la précompression.

La prétension de 3000 kg/barre correspond à une précompression initiale du béton voisine de 100 kg/cm² dans la partie tendue de la poutrelle. Au moment des essais, du fait des déformations plastiques, élastiques et de retrait du béton de 0,42 mm/m¹ (déformations observées par des essais spéciaux), la prétension des barres a été résuite de 900 kg/cm² et la précompression du béton a été ramenée à environ 65 kg/cm².

Un effort de traction de 65 kg/cm² dans le béton non fissuré correspond à un moment de 32 000 cm kg, soit à une charge P de 640 kg. Or les flèches de grandeur anormale ont été observées dès que la charge P a dépassé 200 kg. Des constatations analogues ont été faites sur toutes les autres poutrelles. Il y a donc là un phénomène d'ordre général qui doit encore être étudié.

b) *Essais au pulsateur.* — Ils ont été effectués sur les tronçons de la poutrelle Y, après l'essai statique.

Même schéma d'essai que pour la poutrelle U.

Premier essai.

Voriations de P en t	*Moments cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	$I = 0{,}28 \frac{P}{F}$ *cm⁴*
1,0—4,0	60 000	3000	100	0—0,67	1250
1,0—4,0	60 000	3000	800	0—0,70	1200
1,0—4,0	60 000	3000	900 000	0,02—0,82	1050 (1
1,0—4,5	67 500	3500	927 000	0,03—0,90	1120
1,0—4,5	67 500	3500	1 540 000	0,15—1,15	980 (2
1,0—5,0	75 000	4000	1 545 000	0,15—1,30	980
1,0—5,0	75 000	4000	1 622 000	0,30—1,60	860 (3
1,0—5,0	75 000	4000	1 798 000	0,50—1,85	830
1,0—5,5	82 500	4500	1 802 000	—	
1,0—5,5	82 500	4500	1 804 000	—	(4

1) Après 155 000 pulsations, apparition de très fines fissures, perceptibles seulement au toucher, mais non à la loupe. L'apparition d'une faible flèche permanente indique que l'armature a subi un léger allongement plastique.

2) Après 1 200 000 pulsations, la flèche permanente s'est notablement aggravée, en même temps qu'est apparue une fine fissure oblique.

3) La fissure oblique s'est élargie et reste ouverte lorsque la charge est enlevée.

4) Ouverture de la fissure oblique par suite de l'allongement de l'armature, début de l'écrasement du béton comprimé, suivi d'un *glissement* sur le plan de la fissure oblique

Deuxième essai.

Variation de P en t	*Moments cm kg*	*dP kg*	*Pulsations :*	*Flèches mm*	$1=0{,}28\frac{Pp}{F}$ *cm⁴*	
1,0—4,5	67 500	3500	10	0,00—0,70	1400	
1,0—4,5	67 500	3500	2 000	0,00—0,83	1180	[1]
1,0—5,0	75 000	4000	3 000	0,00—0,94	1190	
1,0—5,0	75 000	4000	228 000	0,08—1,08	1120	
1,0—5,0	75 000	4000	716 000	0,22—1,22	1120	[2]
1,0—5,0	75 000	4000	986 000	0,30—1,30	1120	[3]
1,0—5,5	82 500	4500	1 001 000	0,32—1,48	1090	
1,0—5,5	82 500	4500	1 331 000	0,32—1,65	950	[4]
1,0—6,0	90 000	5000	1 334 000	0,32—1,76	970	
1,0—6,0	90 000	5000	1 625 000	0,44—1,92	950	
1,0—6,5	97 500	5500	1 625 000	0,45—2,07	950	
1,0—6,5	97 500	5500	1 719 000	0,58—2,40	840	[5]
1,0—6,5	97 500	5500	1 779 000	—		[6]

[1]) Deux fines fissures, seulement perceptibles au doigt du fait de la pulsation. Invisibles à la loupe.

[2]) Observé une fissure oblique, visible sur une longueur de 10 cm.

[3]) Observé 2 fissures obliques.

[4]) Les fissures sont à peine visibles lorsque la charge est enlevée.

[5]) Les fissures obliques restent nettement visibles lorsque la charge est ramenée à 1000 kg.

[6]) Rupture au droit d'une fissure oblique, comme pour le premier essai, soit : écrasement du béton, glissement dans le plan d'une fissure oblique et rupture d'une barre.

La rupture a été provoquée par le dépassement de la limite d'élasticité de l'armature.

III. Résumé des résultats des essais et conclusions.

Les essais décrits dans les chapitres précédents permettent de se faire une idée générale des caractéristiques et des conditions d'emploi du béton précontraint. Ils expliquent aussi certains échecs qui ont empêché ce mode de construction de se développer jusqu'ici, bien qu'il ait été préconisé et défini dans ses lignes essentielles depuis plus de trente-cinq ans, dans les commentaires du brevet Kœnen.

L'adhérence des armatures[1] a été vérifiée par des essais de flexion sur poutrelles, précontraintes ou non, de 7 × 7 × 265, 7 × 15 × 265, 10 × 15 × 265 armées d'aciers ronds ou carrés de divers diamètres et qualités. Les résistances aux essais statiques ont été contrôlées par des essais de fatigue (charges répétées, pulsations).

Poutrelles armées de fils d'acier de 3 mm de diamètre.

10. Les poutrelles précontraintes se sont toutes très bien comportées sous charges statiques, tant que l'effort de traction dans le béton n'a pas dépassé la précompression de celui-ci.

11. Lorsque cette limite a été dépassée, il s'est produit une fissuration sous charges répétées et les poutrelles ont toutes montré des signes de fatigue s'aggravant avec le nombre de sollicitations. Cette fatigue est due au glissement des armatures dont l'adhérence est insuffisante.

Ce glissement est d'abord local et se produit dans la région fissurée à moment fléchissant maximum. Il est dû aux différences de traction très considérables dans l'acier au droit d'une fissure et dans la région immédiatement voisine, non fissurée, où le béton travaille encore à la traction. Il s'ensuit des glissements locaux qui ne se remarquent pas lors de l'essai statique mais qui, en cas de charges répétées, se propagent progressivement jusqu'aux extrémités de la poutrelle. L'ancrage aux seules extrémités des fils ne peut empêcher ce glissement local.

Lors des essais au pulsateur de la poutrelle *N*, la première fissure est apparue après 90 000 réitérations d'un moment de 0,30 tm ; après 600 000 réitérations la flèche a plus que doublé. Ce moment de 0,30 tm correspond à un effort de traction dans le béton, calculé, de 105 kg/cm² alors que la précompression initiale était de 104 kg/cm². Lors des essais statiques les premiers glissements de l'armature, coïncidant avec l'apparition de deux fissures, ont été observés pour un moment de 0,40 tm.

Ce danger de glissement, très grave pour les aciers durs tréfilés soumis à des efforts de traction spécifiques élevés, n'est guère à craindre pour le béton armé ordinaire en raison de la meilleure adhérence des aciers laminés et du taux de travail modéré de l'armature, qui ne dépasse pas 1000 à 1400 kg/cm² dans le cas du béton fissuré. Il est facile de se rendre compte de cette différence en comparant les essais des poutrelles *N* et *U*, l'une précontrainte à faible armature d'acier tréfilé, l'autre à forte armature sans prétension d'acier doux laminé.

12. La résistance à la rupture n'a guère été modifiée par la précontrainte. Le gros avantage de celle-ci est de diminuer considérablement les flèches ainsi que les taux de travail du béton ; de retarder la fissuration du béton et le glissemnt de l'armature.

Cette dernière particularité est due au lent accroissement, proportionnel aux moments fléchissants, de la traction dans l'acier tant que le béton n'est pas fissuré ; de son accroissement rapide et irrégulier dès que le béton est fissuré. Pour la poutrelle *N* par exemple la traction calculée de l'armature peut passer de 0,286 *M* au droit d'une fissure pour tomber à 0,028 *M* dans une zone voisine non fissurée où le béton travaille à la traction. Ces différences de taux de travail de l'armature favorisent les glissements locaux ; elles sont mises en évidence sur les graphiques des poutrelles *R. S. T.*

13. Les poutrelles *A* et *M*, non précontraintes, armées de fils de 3 mm de diamètre, ont accusé, déjà sous des charges modérées, des flèches considérables et une forte fissuration, accompagnées d'un notable glissement de l'armature, alors que la traction dans celle-ci ne dépassait guère 3 à 4000 kg/cm².

Poutrelles armées d'acier carré tordu de 4 et 5 mm de côté.

14. L'ancrage des barres est resté excellent, sans aucun glissement, jusqu'au moment de la rupture. Celle-ci a été provoquée, pour plusieurs poutrelles soumises à des

[1] Les conclusions 1 à 9 des essais directs d'adhérence ont été données sous lettre *F* de la première partie de cette étude.

charges répétées ou aux pulsations, par l'éclatement du béton sous l'action des efforts latéraux exercés par les faces obliques des barres enrobées à une trop faible profondeur.

15. Les tractions dans l'acier diminuent, du milieu des poutrelles aux appuis, beaucoup plus rapidement que les moments fléchissants, malgrè la forte fissuration du béton. Les différences de taux de travail de l'acier entre deux points voisins peut atteindre plusieurs t/cm² (voir en particulier les graphiques des tensions des poutrelles *R. S. T.*), ce qui démontre la nécessité de l'ancrage continu dès que le béton est fissuré.

16. Toutes les poutrelles armées d'acier carré tordu ont montré une résistance remarquable sous charges statiques ou dynamiques, même après forte fissuration, parce que les glissements locaux sont rendus impossibles.

Par contre les poutrelles *F* et *I*, armées d'acier carré *non tordu*, ont péri prématurément par suite du glissement de l'armature. Les crochets terminaux des aciers non tordus de la poutrelle *I* ont eu un effet utile, nullement comparable cependant comme sécurité à celui de l'ancrage continu de l'acier tordu.

17. Les résistances à la rupture des poutrelles armées d'acier carré tordu n'ont guère été modifiées par la précontrainte. Le gros avantage de celle-ci est de diminuer les flèches ainsi que les taux de travail du béton.

18. Les poutrelles armées d'acier carré tordu offrent une beaucoup plus grande sécurité, grâce à l'ancrage continu, que les poutrelles armées d'aciers ronds. La fissuration ne risque pas de provoquer une rupture prématurée, tant que la limite d'élasticité de l'armature ou la résistance du béton ne sont pas dépassées.

Ceci à condition que les aciers carrés tordus soient enrobés à une profondeur suffisante (au moins 2 cm) pour éviter le risque d'éclatement du béton.

19. Le danger de glissement des aciers consécutif à la fissuration du béton étant écarté, il est permis de se contenter d'une précontrainte plus faible, à condition que les flèches correspondant au béton fissuré soient encore admissibles.

Poutrelles à forte armure d'acier doux, rond ou carré.

20. Toutes les poutrelles ont cédé par suite du dépassement de la limite d'élasticité de l'acier.

21. Aucun glissement de l'armature n'a pu être constaté, même sur la poutrelle *U*, non précontrainte, armée d'aciers ronds laminés munis de crochets à leurs extrémités.

22. La précontrainte n'a pas modifié sensiblement la résistance à la rupture des poutrelles *V*, *X* et *Y* armées d'aciers carrés tordus de 10 mm de côté. Elle a permis par contre de réduire de près de moitié les flèches et le taux de travail du béton à la compression.

Grâce aux grands allongements de l'acier doux qui donnent toute garantie contre le danger d'une rupture brusque, observée parfois lors de l'emploi d'acier à haute limite d'élasticité, la précontrainte a pu être poussée jusqu'à la limite de proportionnalité des allongements de l'acier.

23. La fissuration n'a apporté aucun trouble dans le bon comportement des poutrelles, même lors des essais au pulsateur. Il a été difficile de déterminer exactement sous quelle charge la fissuration s'est produite, les courbes des flèches ou des tensions ne présentant pas de jarrets marqués.

24. Les flèches, plus grandes que celles données par le calcul, et les faibles allongements du béton tendu font supposer qu'une première fissuration s'est produite, avant l'application de la précontrainte sous l'action du retrait auquel l'armature s'est opposée.

25. Les poutrelles *V*, *X*, *Y*, armées de trois barres d'acier doux de 10 mm de côté se sont mieux comportées et offrent une plus grande sécurité que celles *R. S. T.*, armées de 6 barres d'acier à haute limite d'élasticité de 4 mm de côté, bien que les résistances totales des armatures et les précontraintes aient été équivalentes.

Le rapport des sections d'acier de ces deux séries d'essais est de 3 à 1.

Conclusions générales.

a) La condition essentielle à remplir, pour permettre l'emploi avec succès du béton précontraint soumis à des charges répétées, est d'assurer la bonne adhérence entre l'acier et le béton.

b) Cette parfaite adhérence ne peut être garantie dans tous les cas lorsqu'on utilise de l'acier rond tréfilé à haute limite d'élasticité et fortement prétendu.

La chute de prétension des fils par suite du glissement initial des fils lors de la mise sous précontrainte est difficile à évaluer à l'avance ; elle sera souvent insignifiante, parfois très notable. Il est ainsi délicat de déterminer exactement quelle sera la précompression finale du béton et par suite sous quelle charge la première fissure est à craindre. Or la fissuration entraîne presque infailliblement le glissement local, plus ou moins prononcé, de l'armature de fils ronds tréfilés.

Ces troubles sont d'autant plus à craindre qu'on utilisera un plus faible pourcentage d'acier soumis à une prétension plus élevée. Il faudra donc augmenter le coefficient de sécurité en même temps que la prétension, ce qui réduit d'autant l'économie d'acier réalisable.

c) Une adhérence excellente est assurée par contre par l'emploi de l'ancrage continu (acier Isteg, procédé Sarrasin) qui donne toute sécurité, même si le béton est fissuré.

Il n'y a pas à craindre de glissement de l'armature lors de la mise sous précontrainte ou par suite de la fissuration. Celle-ci ne compromet nullement la bonne tenue des pièces fléchies, beaucoup moins que dans le béton armé ordinaire. Le coefficient de sécurité peut être réduit.

d) Les difficultés de réalisation de la précontrainte croissent rapidement avec le taux de prétension des aciers. Elles deviennent facilement prohibitives dès que la prétension des barres dépasse 6 à 8 t/cm².

L'ancrage continu, qui supprime les dangers de glissement consécutifs à la fissuration, permet de se contenter de prétensions modérées, même si l'on utilise un acier à limite d'élasticité élevée. C'est l'avantage essentiel du procédé Sarrasin sur celui Freyssinet.

e) L'emploi du béton précontraint n'est rationnel que si l'on autorise des dérogations aux normes actuelles pour le calcul du béton armé en ce qui concerne les taux de travail du béton et des aciers.

Il faut aussi accepter des flèches relativement fortes pouvant atteindre 1 : 500 et même 1 : 200 de la portée. Celles-ci seront réduites en réalisant des profils à moment d'inertie maximum pour un minimum de section de béton et d'acier.

f) Des résultats très intéressants ont été obtenus en utilisant de l'acier carré tordu de qualité ordinaire, prétendu jusqu'au voisinage de sa limite d'élasticité (3 t/cm² pour la poutrelle *Y*). On peut certes craindre que l'effet de la précontrainte disparaîtra avec le temps, c'est même probable ; toutefois un résultat essentiel aura été acquis, celui de compenser toutes les déformations élastiques, plastiques et de retrait, d'empêcher par conséquent toute fissuration de retrait et de conserver intacte la résistance du béton à la traction. Même si la prétension tombe de 3000 à 1500 ou même à 0 kg/cm², les essais des poutrelles *V*, *X* et *Y* montrent que la résistance n'a guère été modifiée, bien que les flèches soient plus accentuées.

L'excellent ancrage des barres autorise un taux de travail de l'acier doux à 2400 kg/cm² (taux calculé pour béton fissuré non précontraint). Les allongements plastiques de l'armature feront disparaître localement la précontrainte si la prétension restante des barres, majorée de la traction supplémentaire due aux charges, dépasse la limite d'élasticité du métal. Ce dépassement est donc sans danger, tant que les tractions dues aux charges restent dans les tolérances admises.

Lausanne, le 30 avril 1942.

J. Bolomey.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

Rapport de gestion pour l'année 1942.

Le Comité central estime nécessaire d'adresser ce rapport de gestion aux membres pour les renseigner sur les différentes parties de l'activité de la Société en 1942. Ce rapport s'adresse notamment aux membres qui n'ont pas pu entendre les rapports du président à la dernière assemblée des délégués et à l'assemblée générale, en août 1942, à Schaffhouse ; il intéressera également les personnes étrangères à la S. I. A. qui veulent être mises au courant de son activité.

1. Etat nominatif.

A fin 1942, l'effectif des membres s'élevait à 2684 contre 2614 à la fin de l'année précédente. Il y a eu 127 admissions contre 13 démissions et 44 décès. L'augmentation est donc de 70 membres. Ce chiffre de 2684 comprend 11 membres d'honneur, 158 membres isolés, 2407 membres âgés de plus de 30 ans et 108 membres n'ayant pas encore cet âge.

Au cours de l'année 1942, le titre de membre émérite a été décerné aux membres suivants, qui sont arrivés à leur trente-cinquième année de sociétariat : Baumann, Emile, ingénieur-mécanicien, Berne ; Casella, Giovanni, ing. civil. Lugano ; Geisshüsler, Robert, ing. électricien, Lucerne; Kœlliker, Th.-G., ing. électricien, Zurich ; Lüthy, Alfred, ing. mécanicien, Bâle ; Maraini, Otto, architecte, Lugano ; Roth, Hans, ing. civil, Berne ; Rychner, Hans, ing. civil, Neuchâtel ; Seiler, E., architecte, Coire ; von Moos, Friedr., ing. civil, Rodi-Fiesso ; Weideli, Hermann, architecte, Zurich ; Werner, Karl, architecte, Feuerthalen.

2. Comité central.

Le Comité central a tenu 6 séances plénières pendant l'année 1942 ; en outre il a réglé un certain nombre de questions spéciales et liquidé des affaires urgentes au cours de nombreux entretiens et conférences. Beaucoup de demandes d'admission et différentes affaires moins pressantes furent examinées par voie de circulation. L'activité du Comité central a porté notamment sur les points suivants :

Comptes de 1941 et budget de 1942.

Après leur examen par les vérificateurs des comptes, les comptes de 1941, ainsi que le budget de 1942, ont été approuvés par les délégués en juin 1942, par voie de circulation. La cotisation centrale fut maintenue à 15 fr. Malgré les obligations croissantes de la Société et surtout celles du secrétariat, on a renoncé à augmenter cette cotisation à cause de la situation matérielle toujours plus difficile des professions techniques.

Création d'occasions de travail.

Le Comité central a poursuivi activement l'étude de la création d'occasions de travail. Son président, M. le professeur Dr h. c. R. Neeser, a représenté la S. I. A. au sein de la commission fédérale pour la création d'occasions de travail. Le 1er août 1942, un arrêté fédéral concernant la réglementation de la création d'occasions de travail en temps de crise due à la guerre, est entré en vigueur ; son projet avait été discuté par les associations suisses compétentes et par la commission fédérale pour la création d'occasions de travail. Cet arrêté constituera une bonne base pour la réalisation ultérieure des mesures propres à la création précitée.

Sur la demande du délégué pour la création d'occasions de travail, M. le directeur Zipfel, une commission S. I. A., présidée par M. H. Næf, architecte, a consciencieusement étudié la question de la construction de logements en temps de guerre ; elle a également traité la normalisation dans la construction de logements. D'entente avec la Société suisse des entrepreneurs et avec l'Union suisse pour l'amélioration du logement, des propositions ont été soumises à M. Zipfel pour la suite de l'étude de ces questions et en particulier pour la conduite d'enquêtes en vue d'établir les bases qui régiront plus tard la construction des logements et les modalités de concours éventuels pour la création de groupes d'habitation. Le délégué pour la création d'occasions de travail a chargé la commission paritaire pour la création d'occasions de travail à Zurich, d'élaborer une série de publications relatives à la technique de la construction, publications qu'il