

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 76 (1950)  
**Heft:** 17

**Artikel:** Généralités sur différents modes de précontrainte du béton  
**Autor:** Roessinger, F.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-57442>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 14.03.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

## ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 20 francs  
Etranger : 25 francs

### Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 17 francs  
Etranger : 22 francs

Pour les abonnements  
s'adresser à la librairie

**F. ROUGE & Cie**  
à Lausanne

Prix du numéro :  
1 fr. 25

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 polytechnique 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 : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. — Membres : *Fribourg* : MM. P. JOYE, professeur ; E. LATELTIN, architecte — *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. D'OKOLSKI, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; CL. GROSGURIN, architecte ; E. MARTIN, architecte ; V. ROCHAT, ingénieur. — *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; G. FURTER, ingénieur ; R. GUYE, ingénieur ; *Valais* : MM. J. DUBUIS, ingénieur ; D. BURGENER, architecte.

Rédaction : D. BONNARD, ingénieur. Case postale Chauderon 475, LAUSANNE

## TARIF DES ANNONCES

Le millimètre  
(larg. 47 mm) 20 cts  
Réclames : 60 cts le mm  
(largeur 95 mm)

Rabais pour annonces  
répétées

## ANNONCES SUISSES S.A.

5, Rue Centrale  
Tél. 22 33 26



LAUSANNE  
et Succursales

## CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte ; R. NEESER, ingénieur.

SOMMAIRE : *Généralités sur différents modes de précontrainte du béton*, par F. ROESSINGER, ingénieur E. P. L. — Société suisse des ingénieurs et des architectes : *Extrait du procès-verbal de la séance du 18 juin 1950 du Comité central ; Communiqué du Secrétariat.* — **BIBLIOGRAPHIE.** — LES CONGRÈS : 3<sup>e</sup> Congrès international des fabrications mécaniques. — CARNET DES CONCOURS : Banque cantonale du Valais, à Brigue. — SERVICE DE PLACEMENT. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.

## GÉNÉRALITÉS SUR DIFFÉRENTS MODES DE PRÉCONTRAINTE DU BÉTON

par F. ROESSINGER, ingénieur E. P. L. <sup>1</sup>

### 1. Intérêt des précompressions du béton en flexion et au cisaillement

Une précontrainte est, comme son nom l'indique, une contrainte préalable, exercée sur un ouvrage ou sur une partie d'ouvrage. Elle est préalable à l'application des surcharges sur cet ouvrage après sa mise en service et exercée dans le but de contrebalancer les contraintes dues à ces surcharges qui seraient dangereuses pour les matériaux de construction. Nous ne nous attarderons pas à rechercher une définition plus rigoureuse, préférant entrer immédiatement dans le vif du sujet.

Nous considérerons dans ce qui suit une poutre droite à deux appuis simples, de section rectangulaire, en béton, et nous raisonnerons sur des contraintes égales au tiers des contraintes de rupture pour pouvoir admettre, sans tomber dans l'absurde, la loi de Hooke et l'hypothèse de Navier.

Chacun sait que le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction, disons dix fois mieux, pour fixer les idées. Supposons que le béton dont est constituée la poutre ait une résistance à la compression de 300 kg/cm<sup>2</sup> ; sa résistance à la traction sera, d'après notre hypothèse, de l'ordre de 30 kg/cm<sup>2</sup> ; nous admettrons donc comme contraintes maxima dans nos raisonnements —100 kg/cm<sup>2</sup> et

<sup>1</sup> Adaptation à la publication d'une conférence faite, le 9 février 1950, à Genève, devant les membres de la section genevoise de la Société suisse des ingénieurs et des architectes (Réd.).

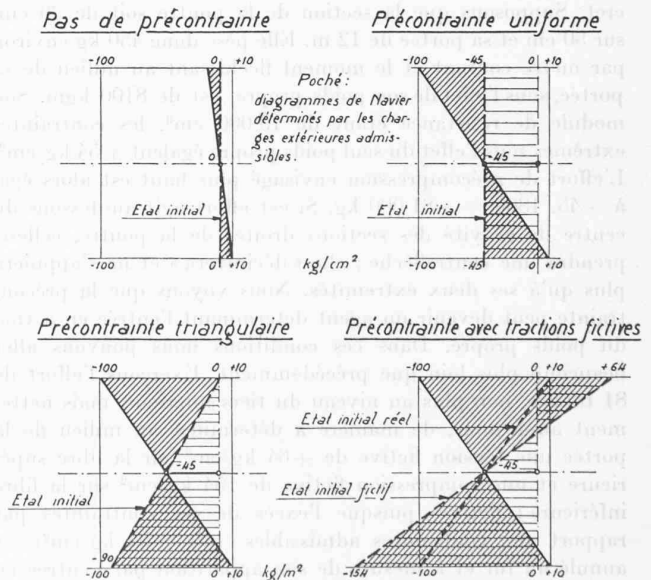


Fig. 1. — Etude de la flexion.

+10 kg/cm<sup>2</sup> respectivement, les compressions étant affectées du signe (—) et les tractions du signe (+) (fig. 1). Il est entendu que la contrainte de traction +10 kg/cm<sup>2</sup> est

admise pour les besoins de l'exposé et qu'en pratique on n'admettrait pas qu'une pièce fléchie, non armée, travaille à la traction, ni une pièce en béton précontraint, même sous l'effet de la surcharge maximum.

Quand la poutre sera sollicitée à la flexion de manière que la contrainte de traction au niveau de la fibre inférieure atteigne  $+10 \text{ kg/cm}^2$  au milieu de la portée, la contrainte de compression au niveau de la fibre supérieure étant de  $-10 \text{ kg/cm}^2$ , il restera un excédent inemployé de résistance admissible à la compression de  $-90 \text{ kg/cm}^2 - 10 \text{ kg/cm}^2$  de traction, soit  $-100 \text{ kg/cm}^2$  en tout, ce qui économiquement est désastreux.

Supposons maintenant que nous exerçons un effort de compression suivant l'axe longitudinal de la poutre, déterminant une contrainte uniformément répartie sur toute section droite de la poutre, de  $-45 \text{ kg/cm}^2$ . La capacité de résistance de la fibre inférieure aux contraintes de traction augmente de  $-10$  à  $-10 - 45 = -55 \text{ kg/cm}^2$  et la capacité de résistance de la fibre supérieure aux contraintes de compression diminue de  $-100$  à  $-100 + 45 = -55 \text{ kg/cm}^2$  également, de sorte que la sollicitation admissible de la poutre est multipliée par 5,5.

Si nous exerçons le même effort de compression que précédemment, non plus au niveau du centre de gravité de la poutre mais au niveau du tiers inférieur, un tel effort détermine sur toute section droite de la poutre un diagramme de compression triangulaire avec un maximum de  $-90 \text{ kg/cm}^2$  sur la fibre inférieure et zéro sur la fibre supérieure. La capacité de résistance de la fibre inférieure aux contraintes de traction augmente cette fois de  $-10$  à  $-10 - 90 = -100 \text{ kg/cm}^2$ , et la capacité de résistance de la fibre supérieure aux contraintes de compression restant égale à  $-100 \text{ kg/cm}^2$ , la sollicitation admissible de la poutre est multipliée par 10. Elle serait multipliée par 11, sans dépasser les contraintes que nous avons admises, si la compression agissait un peu au-dessous du tiers inférieur de manière à déterminer des contraintes extrêmes, sous son seul effet, de  $+10 \text{ kg/cm}^2$  au haut et  $-100 \text{ kg/cm}^2$  au bas du profil.

Faisons un pas de plus encore en considérant un cas concret. Supposons que la section de la poutre soit de  $36 \text{ cm}$  sur  $50 \text{ cm}$  et sa portée de  $12 \text{ m}$ . Elle pèse donc  $450 \text{ kg}$  environ par mètre courant et le moment fléchissant au milieu de sa portée, sous l'effet de son poids propre, est de  $8100 \text{ kgm}$ . Son module de résistance étant de  $15\,000 \text{ cm}^3$ , les contraintes extrêmes sous l'effet du seul poids propre égalent  $\mp 54 \text{ kg/cm}^2$ . L'effort de précompression envisagé plus haut est alors égal à  $-45 \cdot 1800 = -81\,000 \text{ kg}$ . Si cet effort agit au-dessous du centre de gravité des sections droites de la poutre, celle-ci prendra une contreflèche; elle « décentrera » et ne s'appuiera plus qu'à ses deux extrémités. Nous voyons que la précontrainte peut devenir un agent déterminant l'entrée en action du poids propre. Dans ces conditions nous pouvons aller beaucoup plus loin que précédemment. Exerçons l'effort de  $81 \text{ tonnes}$ , non plus au niveau du tiers inférieur, mais nettement au-dessous, de manière à déterminer au milieu de la portée une tension fictive de  $+64 \text{ kg/cm}^2$  sur la fibre supérieure et une compression fictive de  $154 \text{ kg/cm}^2$  sur la fibre inférieure; fictives puisque l'excès de ces contraintes par rapport aux contraintes admissibles (soit  $\pm 54 \text{ kg/cm}^2$ ) est annulé au fur et à mesure de son apparition par l'entrée en action du poids propre. En réalité, après l'opération de précontrainte, du fait de l'action simultanée du poids propre, la fibre supérieure est soumise à une traction de  $+10 \text{ kg/cm}^2$  et la fibre inférieure à une compression de  $-100 \text{ kg/cm}^2$ , de sorte que la poutre peut supporter une surcharge déterminant

à elle seule des contraintes de  $\mp 110 \text{ kg/cm}^2$ . Sa capacité de résistance admissible totale a donc été multipliée en définitive par 16,4 par rapport à celle d'une poutre en béton non armé, de mêmes dimensions.

Nous n'en dirons pas plus au sujet des contraintes normales de flexion, en général maxima vers le milieu de la portée. Passons à l'étude des cisaillements, maxima sur les appuis (fig. 2).

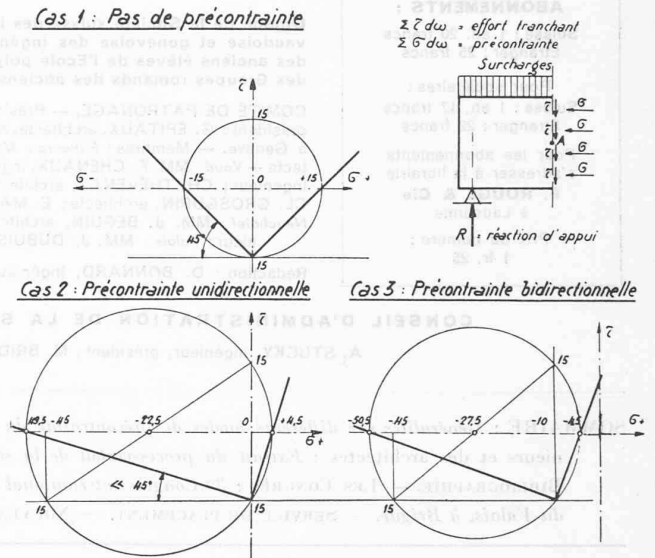


Fig. 2. — Etude du cisaillement.

Dans une poutre à deux appuis simples non précontrainte, nous avons un effort tranchant maximum sur appui allié à un moment de flexion nul, en sorte que le cercle de Mohr relatif à un point quelconque de la section d'appui est centré sur l'origine  $O$  du système d'axes  $O \sigma, \tau$  des contraintes normales et tangentielles. Il en résulte que la contrainte maximum de traction se produit sur des plans inclinés à  $45^\circ$  sur l'axe de la poutre et qu'elle est égale à la contrainte maximum de cisaillement.

Dans une poutre à deux appuis simples, précontrainte, on a soin de s'arranger à ce que la précontrainte ne détermine que des contraintes de compression dans la section d'appui. Le cercle de Mohr augmente alors de diamètre et se déplace vers les compressions d'une quantité égale à la moitié de la compression au niveau considéré. Il en résulte que la contrainte maximum de traction se produit sur des plans beaucoup moins inclinés sur l'axe de la poutre que précédemment et que sa valeur est fortement réduite.

Quand, en plus, on peut exercer une précompression dans le sens de la hauteur de la poutre, le cercle de Mohr diminue alors de diamètre par rapport au précédent tout en continuant à se déplacer vers les compressions. Les tractions disparaissent complètement. Tel est le cas pour les ponts en béton précontraint actuellement en voie d'achèvement sur la Marne.

## 2. Principes de la précontrainte par fils adhérents et par câbles

Nous avons montré, sous cette forme quelque peu élémentaire, l'intérêt qu'il peut y avoir à exercer une précompression judicieuse du béton. Il convient de préciser maintenant comment on réalise, en principe, ces précompressions. On les obtient, en général, en tendant des fils d'acier dur qui

prennent appui sur la pièce à précontraindre elle-même, en la comprimant. Ceci peut se faire de deux manières :

1. On tend les fils d'acier dur entre des ancrages provisoires indépendants des poutres à précontraindre ; on coule le béton des poutres en enrobant les fils d'acier tendus ; après durcissement du béton, on libère les fils de leurs ancrages provisoires. L'adhérence des fils d'acier au béton les empêche de reprendre leur longueur initiale ; ils ne peuvent se raccourcir que de la même longueur que le béton qu'ils compriment. D'où le nom de *procédé par fils adhérents*.

Si  $w_b$  et  $w_a$  sont les aires des sections de béton et d'acier intéressées,  $E_b$  et  $E_a$  les modules d'élasticité correspondants,  $\sigma_{ao}$  la contrainte de mise en tension des fils d'acier,  $\sigma_a$  ce qui subsiste de cette tension après libération des aciers,  $\sigma_b$  la précontrainte du béton, l'équilibre des forces et l'égalité des déformations conduisent aux deux équations :

$$\sigma_a w_a = - \sigma_b w_b$$

$$\frac{\sigma_{ao} - \sigma_a}{E_a} = - \frac{\sigma_b}{E_b}$$

d'où l'on tire : 
$$\sigma_b = - \frac{\sigma_{ao} w_a}{n w_a + w_b} \quad n = \frac{E_a}{E_b}$$

égalité qui résout le problème dans le cas d'une précontrainte axiale. Remarquons que ces équations sont valables en un instant quelconque dès après libération des aciers à condition d'introduire les valeurs des modules d'élasticité correspondant à l'instant considéré ; cette restriction est très importante.

2. La seconde méthode consiste à tendre les fils d'acier dur en prenant appui sur les poutres elles-mêmes, après leur durcissement, et en ancrant les fils, après mise en tension, par un dispositif spécial aux extrémités des poutres.

L'équilibre des forces suffit dans ce cas à résoudre le problème :

$$\sigma_a w_a = - \sigma_b w_b$$

avec 
$$\sigma_a \text{ initial} \equiv \sigma_{ao},$$

d'où l'on tire 
$$\sigma_b \text{ initial} = - \frac{\sigma_{ao} w_a}{w_b}.$$

Nous constatons que pour un même effort de traction sur les aciers lors de leur mise en tension, la précompression du béton obtenue après libération des aciers est plus grande que dans le procédé par fils adhérents et cela dans le rapport

$$\frac{n w_a + w_b}{w_b} = 1 + n \lambda$$

$\lambda$  étant le pourcentage d'armatures. Cette seconde méthode de précontrainte, appelée *procédé par câbles* — ceux-ci étant logés en général dans des évidements prévus à l'intérieur des éléments à précontraindre — est en outre plus souple que le procédé par fils adhérents, qui exige des fils rectilignes, sauf dispositifs spéciaux. Les câbles peuvent, en effet, sans difficulté, passer au niveau voulu au milieu de la portée d'une poutre ou d'une dalle et remonter légèrement aux extrémités, de manière à passer par le centre de gravité des sections sur appui. Remarquons en passant que le fait même de remonter vers les appuis détermine, sur les sections droites des zones où les câbles sont courbes, un effort tranchant qui vient en déduction de l'effort tranchant auquel serait soumise la section considérée de la poutre supposée non-précontrainte.

Le béton précontraint comporte donc, comme le béton armé, des armatures, mais tandis que dans le béton armé les armatures sont inertes — c'est-à-dire sans contrainte préalable — et sont disposées de façon à absorber les trac-

tions que le béton ne peut supporter, dans le béton précontraint c'est le béton lui-même qui, préalablement comprimé, peut absorber ces tractions en se décomprimant. Les armatures ne sont que des agents de la précontrainte et n'interviennent dans la résistance de l'ensemble qu'accessoirement et dans une proportion très faible. En effet, nous avons considéré tout à l'heure une poutre précontrainte dans laquelle la surcharge provoquait au milieu de la portée une variation de contrainte de  $\pm 110 \text{ kg/cm}^2$ . Cette valeur correspond à une déformation spécifique instantanée de l'ordre de 1 : 4000 pour un bon béton, la variation de contrainte de l'acier n'est que de  $5 \text{ kg/mm}^2$ , soit 5 à 7 % des tensions initiales usuelles.

### 3. Déformations lentes du béton et de l'acier

Jusqu'à présent, nous n'avons considéré que l'actif. Il y a cependant un passif, car Koenen, qui eut l'idée de mettre en tension les armatures du béton armé, est allé au-devant d'un échec. Il a fallu que Freyssinet fasse un juste bilan des phénomènes et en dégage les lois essentielles de la précontrainte pour que celle-ci devienne une technique vraiment efficace de l'art de bâtir.

Nous avons raisonné en supposant vérifiée la loi de Hooke relative à la proportionnalité des efforts aux déformations. Or cela n'est pas, à la compression comme à la traction. Non seulement les déformations ne sont pas proportionnelles aux efforts qui les déterminent, mais elles varient pour un même effort suivant la vitesse avec laquelle il est appliqué. Ceci vaut surtout pour le béton mais aussi pour l'acier si les contraintes sont élevées. Ce ne sont donc plus des courbes déformation-effort qu'il faut déterminer, mais des surfaces gauches rapportées au système tridimensionnel déformation-effort-temps.

Nous allons voir que le passif peut toutefois être précisé assez exactement et qu'il n'est pas trop lourd. Rappelons à cet effet quelques définitions simples relatives aux déformations lentes des matériaux béton et acier.

Si l'on mesure la distance de deux points fixes d'une poutre en béton qui vient de faire sa prise, on constate que cette distance diminue au fur et à mesure que le béton durcit, d'une quantité qui augmente d'abord rapidement, puis de moins en moins vite pour tendre vers une valeur limite. Ce raccourcissement du béton sous contrainte nulle est le *retrait* du béton. Il s'exprime par un nombre définissant le raccourcissement spécifique dû à ce phénomène.  $\epsilon_r$  retrait =  $4.10^{-4}$  pour un béton courant, en Suisse. A 28 jours, on peut compter que la moitié du retrait total est acquise.

Si l'on mesure la distance de deux points fixes d'une poutre en béton soumise à un effort de compression constant, on constate que cette distance diminue avec le temps d'une quantité qui augmente d'abord rapidement, puis de moins en moins vite pour tendre vers une valeur limite. Ce raccourcissement sous compression constante est le *fluage* du béton. Il est approximativement proportionnel à la compression qui le détermine et s'exprime par un nombre définissant le raccourcissement spécifique dû à ce phénomène  $\epsilon_f$  fluage =  $\epsilon_f = (K - 1) \epsilon_b$ . Le coefficient  $K$  est le rapport du raccourcissement total différé au raccourcissement élastique instantané. Les auteurs donnent pour  $K$  des valeurs comprises entre 2 et 4 suivant la qualité du béton et le fait qu'ils ont ou n'ont pas déduit du raccourcissement total différé la fraction due au retrait.

Ce que nous venons de dire au sujet du retrait et du fluage montre bien que ces phénomènes sont étroitement apparentés. En pratique, ils se superposent souvent.

Passons au phénomène de déformation lente de l'acier. Considérons un fil d'acier dur tendu entre deux points fixes de l'espace et mesurons l'effort de traction qu'il supporte. Nous constatons que cet effort diminue avec le temps d'une quantité qui augmente d'abord rapidement, puis de moins en moins vite pour tendre vers une valeur limite. Cette perte de tension à longueur constante est la *relaxation* de l'acier. Elle s'exprime en pour-cent de la tension initiale. Pour un acier dur ordinaire, c'est-à-dire non tréfilé, qualité 115/150, diamètre 5 mm, M. Magnel a trouvé une relaxation de 12 %, acquise au bout de douze jours, la tension initiale de l'acier étant de 85 kg/mm<sup>2</sup>.

Considérons maintenant un fil d'acier dur soumis à un effort de traction constant et mesurons la distance de deux de ses points. Nous constatons que cette distance augmente avec le temps d'une quantité qui augmente elle-même d'abord rapidement, puis de moins en moins vite pour tendre en général vers une valeur limite. Cet allongement de l'acier sous traction constante est le *fluage* de l'acier. Avec le même acier que précédemment, tendu au même taux de 85 kg/mm<sup>2</sup>, M. Magnel a trouvé un fluage de 14,5 %, à deux mois, et il estime le fluage total à 16 %. Il s'agit donc d'un phénomène beaucoup plus lent que la relaxation, ce qui est naturel puisque dans la relaxation, la tension élevée de l'acier, qui en est la cause, diminue tout de suite.

Nous venons de définir le fluage de l'acier pour être complet, mais ce phénomène n'intervient pas dans l'étude du béton précontraint, parce que c'est la longueur des fils d'acier plutôt que leur tension — qui diminue — qu'on peut considérer comme pratiquement invariable. Plus précisément, il faudrait étudier la chute de tension de fils d'acier dont les extrémités se rapprocheraient légèrement en fonction du temps, suivant une loi elle-même fonction du retrait et du fluage du béton. Ce phénomène s'apparente donc à la relaxation de l'acier.

Voilà, sommairement traité, le passif dont nous parlions tout à l'heure. Comment en tenir compte ? *En tendant les fils d'acier à un taux égal à la tension permanente désirée, augmentée de la somme des chutes de tension qu'on peut craindre.* Cette somme comprendra donc les chutes de tension dues :

1° au raccourcissement élastique instantané du béton dû à sa mise en compression lors de la libération des aciers (dans le procédé par fils adhérents seulement)

$$\Delta\sigma_{a1} = \epsilon_b E_a$$

2° au retrait du béton  $\Delta\sigma_{a2} = \epsilon_r E_a$

3° au fluage du béton  $\Delta\sigma_{a3} = \epsilon_f E_a = (K-1) \epsilon_b E_a$

4° à la relaxation de l'acier  $\Delta\sigma_{a4} = \rho\sigma_{a0}$ .

En reprenant les mêmes notations que tout à l'heure, la somme des chutes de tension sera dans le procédé par fils adhérents

$$\sigma_{a0} - \sigma_a = \sum_1^4 \Delta\sigma_{ai} = (K\epsilon_b + \epsilon_r) E_a + \rho\sigma_{a0}$$

et dans le procédé par câbles

$$\sigma_{a0} - \sigma_a = [(K-1)\epsilon_b + \epsilon_r] E_a + \rho\sigma_{a0}$$

Pour un béton et une précontrainte donnés, c'est-à-dire pour  $\epsilon_r$ ,  $n$ ,  $K$ ,  $\sigma_b$  donnés, la chute de tension totale des aciers ne variera qu'en fonction de leur plus ou moins grande tension initiale, cause d'une relaxation plus ou moins grande. Or, cette relaxation peut être fortement réduite, si l'on étire les fils d'acier avant leur emploi, ainsi que nous l'avons fait

en Algérie, avant la guerre déjà. En effet, si l'on étire un fil d'acier dur à limite d'élasticité relativement basse, on remarque que celle-ci s'élève notablement. Il se produit un écrouissage qui durcit le fil. Parallèlement on diminue sa relaxation. En Belgique, M. Magnel a publié quelques résultats d'essais exécutés sur le fil dont nous avons donné les caractéristiques il y a un moment. Si la tension du fil était maintenue à 95 kg/mm<sup>2</sup> pendant deux minutes avant d'être portée à 85 kg/mm<sup>2</sup>, la relaxation et le fluage étaient de 4 et 7 % respectivement au lieu de 12 et 16 % pour les fils tendus directement à 85 kg/mm<sup>2</sup>. Cette surtension momentanée ne coûte pas cher et son avantage est substantiel, puisqu'elle divise la relaxation par 3. Le fluage du béton réduit lui aussi la relaxation puisque les extrémités des fils se rapprochent avec le temps. Remarquons que, dans le procédé par fils adhérents, la relaxation de l'acier ne peut se produire *qu'avant* libération des aciers. Au moment de la libération, la chute de tension élastique des aciers annule pratiquement toute possibilité de relaxation ultérieure.

Il en résulte que pour un béton et une précontrainte donnés, la chute de tension finale des aciers sera en première approximation indépendante de leur tension initiale, puisqu'on peut entre certaines limites de tension initiale négliger pratiquement la chute de tension de relaxation.

Pour que la précontrainte soit intéressante, il faut rendre cette chute de tension minimum en valeur relative. *Cela revient à tendre les aciers au maximum compatible avec leur qualité.* Un mérite essentiel de M. Freyssinet est d'avoir bien mis en lumière cette loi fondamentale du béton précontraint.

Voyons maintenant par un exemple numérique quel peut être l'ordre de grandeur de la chute totale de tension des aciers d'une poutre précontrainte par fils adhérents, puis d'une poutre précontrainte par câbles. Nous admettons :

$$K = 2,2^* \quad n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{1850}{370} = 5 \quad \sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2.$$

A. Procédé par fils adhérents :

$$\rho\sigma_{a0} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_a = Kn\sigma_b + \epsilon_r E_a + \rho\sigma_{a0}.$$

Ici,  $\epsilon_r$  doit évidemment être pris égal au retrait total, soit 4.10<sup>-4</sup>.

$$\Delta\sigma_a = 2,2 \cdot 5 \cdot 80 + 4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,85 \cdot 10^6 + 200 = 1820 \text{ kg/cm}^2.$$

On comprend que les essais de Koenen — qui tendait des aciers doux ! — n'aient pas été très concluants.

B. Procédé par câbles :

$$\rho\sigma_{a0} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_a = (K-1)n\sigma_b + \epsilon_r E_a + \rho\sigma_{a0}.$$

Ici,  $\epsilon_r$  peut être réduit puisque le béton de l'ouvrage à précontraindre a eu le temps de prendre une partie de son retrait. Admettons  $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_a = 1,2 \cdot 5 \cdot 80 + 2 \cdot 10^{-4} \cdot 1,85 \cdot 10^6 + 300 = 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans les deux cas, il s'agit de chutes de tension prohibitives si l'on tend les aciers à 20 ou 30 kg/mm<sup>2</sup>. Par contre, si on les tend à 80 ou 100 kg/mm<sup>2</sup>, ces pertes deviennent très acceptables.

\* Valeur moyenne tirée d'essais effectués par M. le professeur Magnel.

Nous ne dirons rien du calcul du béton précontraint, car plusieurs auteurs ayant déjà traité cette question<sup>1</sup>, nous alourdirions cet exposé inutilement. Soulignons simplement le fait que le calcul du béton précontraint est plus proche de la réalité que le calcul du béton armé, puisqu'on calcule des sections qu'on sait être entières, alors qu'en béton armé on est obligé de supposer ces sections fissurées du côté du béton tendu, sans qu'on sache d'ailleurs s'il y aura réellement fissuré et jusqu'où la fissure éventuelle se poursuivra, sur la hauteur du profil.

#### 4. Mise en tension des aciers durs

L'opération de mise en tension des aciers durs est fondamentale, car tout l'avenir de l'ouvrage précontraint dépend d'elle. Le premier problème qu'elle pose est l'ancrage des aciers tendus (fig. 3).

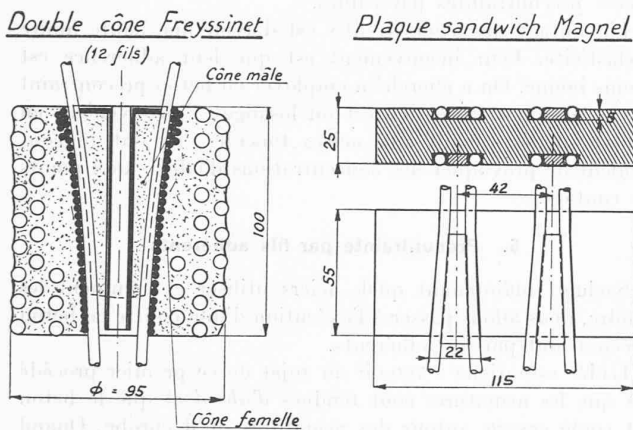


Fig. 3. — Ancrages.

On peut être amené à ancrer des aciers isolément, comme ce fut le cas pour les aciers longitudinaux des tuyaux Freyssinet fabriqués à l'usine de Oued-Fodda en Algérie. On prenait appui sur un téton soudé à l'extrémité du fil. Un autre système a été de provoquer des excroissances du fil par refoulement à chaud. On faisait deux excroissances successives sur le fil : la première permettait de le saisir pour le tendre, la seconde de l'ancrer une fois tendu. Nous citons ces procédés pour mémoire car ils ne sont plus employés. Les deux systèmes d'ancrage les plus usuels aujourd'hui sont le cône Freyssinet en béton fretté et la plaque sandwich Magnel en acier. Le principe de ces deux ancres est d'ailleurs le même : l'ancrage des fils est obtenu par coincement. La première plaque sandwich est d'ailleurs due à Freyssinet également. Chaque plaque permettait de coincer par une clavette deux fils d'acier à l'intérieur d'un évidement ménagé dans la plaque.

Dans sa forme actuelle (septembre 1948) la plaque sandwich de M. Magnel, pourvue de quatre rainures en forme de coin, permet de coincer au moyen de quatre clavettes huit fils d'un diamètre de 5 à 7 mm. Elle exige une quantité d'acier assez importante, mais son emploi s'est généralisé dans toute la Belgique.

Le cône Freyssinet est en réalité un cylindre creux en béton, fretté extérieurement par un acier doux de 6 mm de diamètre ; le vide intérieur, en forme de trompe, est

revêtu d'une hélice à spires jointives en acier de 3 mm de diamètre. (Le mot « cône » vient de ce que les premiers ancres Freyssinet de ce type avaient la forme d'un tronc de cône.) L'acier tapissant le vide intérieur est dur, car son rôle est de résister aux efforts mécaniques considérables qui se produisent lors du coincement des fils d'un câble à l'intérieur de l'évidement, primitivement au moyen de clavettes, maintenant au moyen d'un petit cône en acier ou en mortier coincant tous les fils à la fois. La frette extérieure du cylindre, elle, n'a pas à résister à des efforts considérables ; son but est de limiter la dilatation du cylindre, afin d'éviter des désordres dans le béton des zones d'ancrage. Pour cela, une grosse section d'acier est nécessaire, mais l'acier peut être doux. Le petit cône mâle qui coincide les fils du câble est traversé par un tube permettant l'injection de la gaine contenant le câble, au moyen d'un lait de ciment.

La tension des aciers est obtenue au moyen d'un organe tracteur appelé vérin. Il y a deux catégories de vérins : ceux qui tirent directement les fils, isolément, par couple ou par groupe plus important, et ceux qu'on place dans un joint dit *actif* et qui, en écartant les lèvres de ce joint, mettent en extension, ce qui empêche le mouvement.

Nous allons considérer d'abord les vérins à fils. Il y en a deux types principaux : les vérins bifilaires employés au début par M. Freyssinet et d'un usage encore courant en Belgique, et les vérins multifilaires employés en Suisse, en France, en Afrique du Nord et dans plusieurs pays européens. Ces vérins ont été perfectionnés d'année en année. Nous nous limiterons à la description du vérin Freyssinet multifilaire actuel (fig. 4).

Ces vérins tendent des câbles formés de dix à dix-huit fils parallèles. Les fils dépassent l'extrémité de la pièce en béton à précontraindre d'une longueur de 50 à 80 cm, permettant leur fixation provisoire, par coincement, sur une surépaisseur annulaire du pot de presse du vérin. Le piston coulissant à l'intérieur de ce pot de presse s'appuie sur la pièce à précontraindre. Il comporte à l'extrémité opposée au pot de presse une chambre dans laquelle coulisse un piston secondaire. Quant le pot de presse est alimenté en A par de l'huile sous pression, il se déplace vers le haut (sur la figure) en entraînant les fils qui sont ainsi tendus. En mettant en communication l'évidement intérieur du premier piston avec l'huile sous pression en B, le piston secondaire se déplace vers le bas et vient enfoncer le petit cône mâle précédemment décrit à l'intérieur du cône femelle d'ancrage, en coincant les fils d'acier dur du câble sous tension. On peut alors mettre le premier pot de presse à la vidange, ce qui libère les aciers et permet d'enlever le vérin. L'opération de mise en tension est terminée.

Les vérins plats, ainsi nommés à cause de leur forme effec-

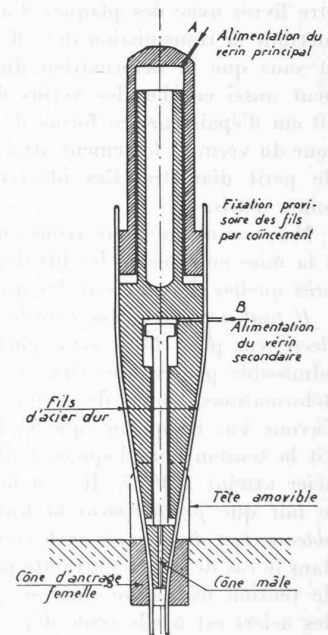


Fig. 4. — Schéma du vérin à fils, type Freyssinet.

<sup>1</sup> En particulier M. F. Panchaud, professeur, dans le *Bulletin Technique* des 30 octobre et 13 novembre 1943 : « Quelques aspects du calcul des ouvrages en béton précontraint. »

tivement très aplatie, ont été imaginés également par M. Freyssinet. Ils sont destinés au développement de poussées très importantes quand des déplacements considérables ne sont pas nécessaires. Il est difficile de concevoir un appareil plus simple et plus efficace à la fois (fig. 5). Il est constitué par

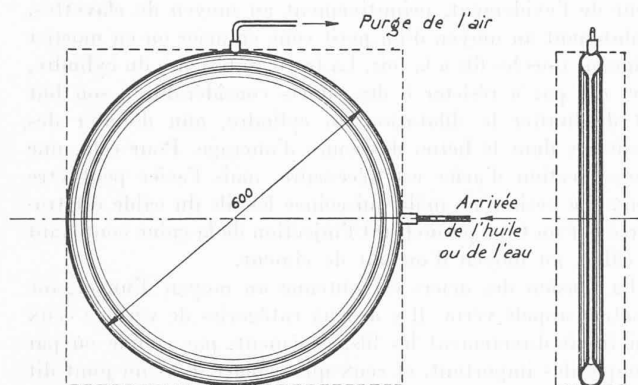


Fig. 5. — Vérin plat.

Le pointillé indique la limite du bloc-vérin en béton.

deux tôles circulaires embouties, de 3 mm d'épaisseur, soudées sur leur périphérie. Ces vérins sont remplis d'eau dans la position qu'ils occupent sur l'écran. Quand tout l'air a été expulsé, on ferme le robinet supérieur et l'on peut pomper. On emploie des pompes Téalémit, qui permettent d'atteindre des pressions de l'ordre de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . Ces vérins peuvent être livrés avec des plaques d'appui épaisses, en acier, permettant la transmission des efforts d'une manière uniforme, et sans que la déformation du vérin soit appréciable. On peut aussi enrober les vérins dans des blocs de béton de 10 cm d'épaisseur, en forme de carrés circonscrits au pourtour du vérin et fortement armés par des treillis d'acier rond de petit diamètre. Ces blocs-vérins sont placés dans des joints actifs.

Maintenant que nous avons une idée du matériel nécessaire à la mise en tension des fils d'acier dur, examinons de plus près quelles doivent être les qualités essentielles de ces fils.

Il faut avant tout que leur limite apparente d'élasticité soit élevée, car plus elle le sera, plus le taux de mise en tension admissible pourra être élevé et plus l'influence relative des déformations lentes du béton diminuera, ainsi que nous l'avons vu. Rappelons que la limite d'élasticité d'un acier est la tension pour laquelle l'allongement permanent de cet acier atteint  $2.10^{-3}$ . Il y a lieu d'insister maintenant sur le fait que pratiquement la tension maximum de l'acier est obtenue lors de la mise en tension. En effet, ceci est évident dans le cas de la précontrainte par fils adhérents, car la chute de tension instantanée qui se produit lors de la libération des aciers est à elle seule déjà de l'ordre de grandeur de la surtension due à l'application des surcharges. Dans le cas de la précontrainte par câbles, il faut examiner si le poids propre et les surcharges déterminent une surtension des aciers susceptible de dépasser l'effet des pertes de tension par retrait, fluage et relaxation entre le moment de la précontrainte et le moment où le poids propre et les surcharges agissent. Le calcul montre que si c'est le cas, la différence reste faible, de sorte que pratiquement, si l'opération de mise en tension des aciers s'est passée sans incident, on n'a plus rien à craindre pour eux.

La tension des fils pour laquelle la relaxation commence à se faire sentir doit être la plus proche possible de la limite

apparente d'élasticité; ceci afin que les pertes de tension par relaxation soient réduites au minimum.

Les fils d'acier durs doivent présenter un allongement de rupture suffisant, de l'ordre de 8 %. En effet, cette condition limite le danger de rupture des aciers lors de leur manutention et de leur mise en tension, ainsi que les difficultés de façonnage éventuel. On ne peut pas façonner de crochet proprement dit à l'extrémité des fils d'acier dur enrobés dans du béton, comme c'est le cas pour les aciers ronds de béton armé, mais on réalise un meilleur ancrage en terminant les fils par une ou deux spires en développante de cercle. Encore faut-il pouvoir les façonner.

Les aciers doivent enfin avoir un taux d'adhérence suffisant. Il faut que les coefficients de frottement fil sur béton et fil sur acier soient suffisamment élevés, le premier pour assurer un bon ancrage aux abouts de pièces précontraintes par fils adhérents, le second pour assurer un coincement parfait des fils dans les cônes ou les plaques sandwich aux abouts des pièces précontraintes par câbles.

L'avantage des aciers tréfilés est d'avoir une haute limite d'élasticité. Leur inconvénient est que leur adhérence est moins bonne. On a cherché à employer en béton précontraint des aciers dont la section est un losange; l'inconvénient en est les angles. Quant aux aciers torsadés, ils ont l'inconvénient de provoquer des concentrations d'efforts aux points de contact.

## 5. Précontrainte par fils adhérents

Sachant maintenant quels aciers utiliser et comment les tendre, nous allons passer à l'exécution d'une poutre en béton précontraint par fils adhérents.

L'idée essentielle à retenir au sujet de ce premier procédé est que les armatures sont tendues d'abord et que le béton est coulé ensuite autour des armatures qu'il enrobe. Quand le béton a suffisamment durci, on supprime l'effort de traction sur les aciers: on dit qu'on les libère. Cet effort se reporte alors par adhérence au béton.

Ce qui nous intéresse avant tout est de savoir comment on procède. Pour tendre les aciers, il faut prendre appui quelque part. Trois moyens peuvent être utilisés:

1. On se sert d'organes d'appui spéciaux, totalement indépendants des éléments à fabriquer.
2. On s'appuie sur le coffrage de l'élément qu'on fabrique.
3. On utilise des câbles de fils en hélices déjà tendus autour d'un noyau récupérable après durcissement du béton.

Les deux premiers moyens constituent ce qu'on appelle souvent le système Freyssinet ou Hoyer. Le troisième moyen est le système Shorer ou Chalos.

Nous allons étudier ces deux systèmes successivement en nous attachant un peu au premier, le plus appliqué à notre connaissance.

Commençons par le premier moyen de mise en tension des aciers: par réaction sur des massifs d'ancrage. Dans ce procédé, on tend les fils d'acier dur entre deux appuis fixes, suffisamment éloignés pour qu'on puisse prévoir toute une série d'éléments (poutres, dalles, poteaux, etc.) sur la même file d'armatures. Les deux points fixes sont les ancres de l'installation de mise en tension. Ils sont constitués de préférence par des murs épais en béton, armé ou précontraint, profondément encastrés dans le sol, pouvant supporter sans déformation appréciable les efforts de cisaillement considérables dus à la réaction des aciers. L'intervalle situé entre les deux ancres est aplani et recouvert d'un béton de propreté sur lequel les coffrages des éléments à fabriquer peuvent

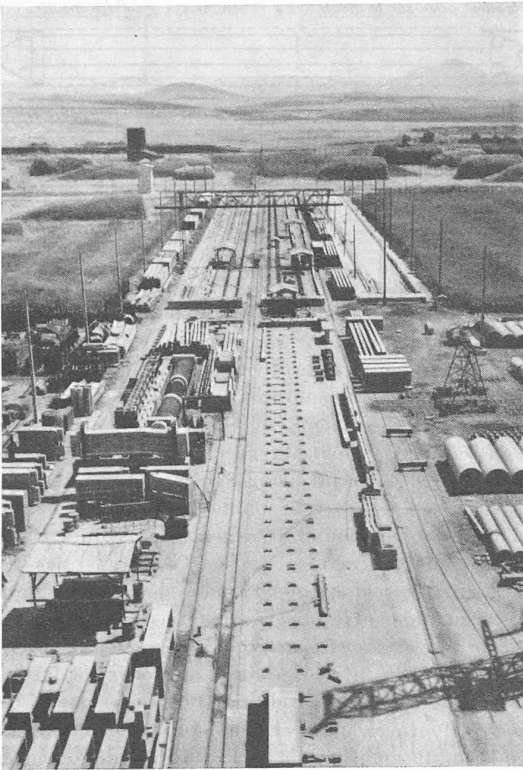


Fig. 6. — Banc de fabrication de l'usine de Oued Fodda, en Algérie.

(On distingue quatre bancs reconnaissables à leurs massifs d'ancrage. Celui situé au premier plan possède 3 files de support de coffrage).

s'appuyer. L'ensemble de l'installation constitue un *banc de fabrication* (fig. 6).

La fabrication des éléments se fait en trois opérations. La première consiste à tendre les fils d'acier dur entre les deux murs d'ancrage. Pour cela, on coince les fils sur l'un des murs d'ancrage, on fixe l'autre extrémité des fils sur un ou plusieurs vérins, ou par groupes successifs sur un seul vérin prenant appui sur le second mur d'ancrage. On tend les fils en mettant en pression les vérins. Quand le taux de tension fixé est atteint, on coince les fils sur le second mur d'ancrage ; on peut alors libérer les vérins : l'opération de mise en tension est terminée. Les ancrages étant par définition même fixes dans l'espace, il est parfaitement indifférent de tendre les aciers isolément ou par groupe et l'ordre dans lequel se fait cette mise en tension est aussi indifférent.

La seconde opération consiste à couler autour des fils tendus le béton des éléments à l'intérieur de coffrages avec lesquels on « coiffe » le faisceau d'armatures. Le béton destiné à être précontraint étant d'autant meilleur que sa résistance à la compression est plus grande, on met en œuvre un béton très sec qu'on vibre énergiquement, ce qui permet de décoffrer presque immédiatement après la fin du coulage, donc de réduire le nombre des coffrages nécessaires.

Quand tous les éléments d'une file ont été bétonnés, il ne reste plus qu'à effectuer au moment voulu la troisième opération, soit libérer les aciers de leurs ancrages provisoires, de manière qu'ils reportent leur tension sur le béton durci, puis de couper les aciers entre les éléments successifs.

Nous allons étudier maintenant plus en détail les phénomènes qui interviennent pendant la fabrication des éléments. Le premier de ces phénomènes est le glissement qui se pro-

duit souvent lorsque les aciers tendus sont coincés de manière à prendre leur appui sur le second mur d'ancrage (côté mise en tension). Ce glissement est de l'ordre de quelques millimètres. Il n'est donc pas très important en valeur absolue et, si l'on prévoit des files d'éléments suffisamment longues, il devient négligeable. En effet, supposons un banc de 100 m de longueur et un glissement de 5 mm (cette valeur est déjà un maximum). Le rapport de la longueur de glissement à la longueur de l'acier est de 1 : 20 000 ; il en résulte donc une chute de tension de l'ordre de 1 kg/mm<sup>2</sup>.

La relaxation des aciers durs commence immédiatement après la mise en tension des fils d'acier. Pour la réduire au minimum, il faut passer au bétonnage tout de suite après la mise en tension des aciers et bétonner les éléments d'une même file, le plus rapidement possible. En effet, dès que le béton coulé autour des aciers commence à faire sa prise, on peut prévoir que la relaxation perd de son influence sur la valeur finale de la précontrainte, puisque la zone d'acier noyée à l'intérieur du béton d'un élément a une longueur qui diminue avec le temps, par suite de la diminution de longueur qui résulte de la contraction du mélange eau plus ciment au moment de la prise et du retrait ultérieur.

Etudions maintenant ce qui se passe le long d'une file d'éléments après leur bétonnage. Si l'on coule des éléments identiques sur plusieurs files parallèles, il est clair, après ce que nous venons de dire, que le bétonnage doit s'effectuer file après file et non pas simultanément sur toutes les files d'éléments.

Considérons une file de  $m$  poutres de longueur initiale  $l_0$ , écartées de  $a_0$ . La longueur totale de la file est par hypothèse :  $L = m \cdot l_0 + (m + 1) \cdot a_0$ .

Le retrait du béton débute immédiatement. Par raison de symétrie, les points milieux des poutres restent fixes. Les extrémités de deux poutres consécutives, elles, s'éloignent, puisque les poutres se raccourcissent. Mais les fils d'acier apparents dans les intervalles entre les poutres s'opposent à ce raccourcissement au prorata de leur section et de leur module d'élasticité. Il naît donc un effort de traction qui détermine une surtension des tronçons de fils d'acier libres compris entre les poutres et une tension dans le béton de celles-ci.

Pour déterminer la surtension de l'acier et la tension du béton inconnues, nous disposons d'une équation d'équilibre et d'une équation de déformation. L'équilibre des efforts de traction dans l'acier et dans le béton conduit à l'équation connue

$$\Delta\sigma_a w_a = \sigma_b w_b.$$

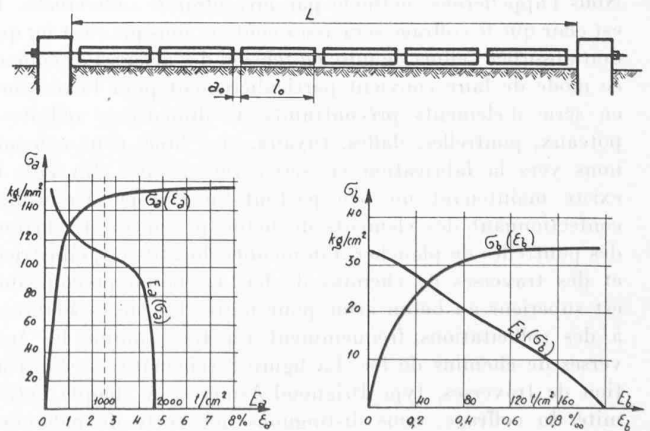


Fig. 7. — En haut : schéma d'un banc de fabrication. En bas : diagrammes de déformation d'aciers durs et de béton.



L'invariabilité de la longueur de la file conduit à l'équation :

$$ml_0 + (m + 1) a_0 = ml_0 (1 - \epsilon_r + \epsilon_b) + (m + 1) a_0 (1 + \epsilon_a).$$

On trouve, tous calculs faits :

$$\sigma_b = \frac{\mu \lambda E_a \epsilon_r}{1 + \mu \lambda n}$$

où  $\mu = \frac{ml_0}{(m + 1) a_0}$  est un coefficient caractéristique de l'installation de bétonnage et  $\lambda$  le pourcentage d'armatures par rapport au béton.

Pour avoir une idée de ce qui se passe, faisons une application numérique. Supposons un banc de fabrication de 100 m de longueur entre massifs d'ancrage. Supposons que nous exécutions 16 poutres de 6 m de longueur. Nous avons pour le coefficient  $\mu$   $96 : 4 = 24$ . Admettons un pourcentage d'acier de 1, soit  $\lambda = 0,01$ . Alors

$$\sigma_b = \frac{0,24 E_a \epsilon_r}{1 + 0,24 n}$$

Quelles valeurs faut-il donner à  $E$ ,  $\epsilon_r$  et  $n$ ? Les valeurs habituelles ne signifient plus rien, car on ne se trouve plus dans le domaine de validité de la loi de Hooke, mais dans celui de la plasticité. Il faut connaître la courbe d'allongement des aciers utilisés et la courbe d'étrépage du béton, afin de pouvoir en tirer les courbes dérivées qui donneront les modules d'élasticité en fonction des contraintes. La figure 7 donne le diagramme d'allongement de fils de 5 mm de diamètre tréfilés à froid, ainsi que la variation du module d'élasticité en fonction de la tension du fil. Pour être complet, il faudrait porter sur ce graphique non seulement les deux courbes dessinées qui correspondent à des valeurs instantanées, mais les familles de ces courbes pour 1, 2, 3 et 4 jours de relaxation. L'erreur sur les résultats restant faible, quand on admet les courbes des valeurs instantanées, nous négligerons cette correction. Nous ne donnons de même qu'une courbe pour le béton. Si l'on calcule par approximations successives les tensions créées dans le béton des poutres par leur retrait en fonction de la valeur de celui-ci et du taux de tension initial des aciers durs, nous constatons que ces tensions, sans être considérables, sont cependant loin d'être négligeables, puisque pour un retrait de 1 : 10 000 et une tension initiale de 100 kg/mm<sup>2</sup>, on trouverait 10 kg/cm<sup>2</sup> de traction dans le béton. Quand le pourcentage d'armatures augmente, la traction dans le béton augmente aussi, mais moins vite. Quand la distance entre les éléments successifs sur la file d'armatures diminue beaucoup, la traction dans le béton augmente, mais relativement peu.

Ce qu'il y a lieu de noter, c'est le fait que la tension initiale des aciers — relaxation mise à part — augmente entre les poutres et diminue à l'intérieur de celles-ci. Donc, au fur et à mesure que le béton durcit, les extrémités des poutres sont soumises à des cisaillements longitudinaux de sens inverse de celui des cisaillements qui apparaîtront lors de la libération des aciers.

Passons maintenant à une deuxième méthode de précontrainte par fils adhérents : celle qui consiste à tendre les fils en prenant appui sur le coffrage de l'élément à précontraindre. Nous l'appellerons méthode par *précontrainte individuelle*. Il est clair que le coffrage sera assez coûteux puisque c'est lui qui doit absorber l'effort de mise en tension des aciers. Par contre, ce mode de faire convient particulièrement pour l'exécution en série d'éléments précontraints de dimensions réduites : poteaux, poutrelles, dalles, tuyaux, etc. Nous nous acheminons vers la fabrication en série, vers l'usine. En fait, il existe maintenant un peu partout en Europe des usines confectionnant des éléments de béton précontraint, surtout des poutrelles de plancher d'immeubles locatifs ou industriels et des traverses de chemins de fer. Le béton précontraint est supérieur au béton armé pour toutes les pièces soumises à des sollicitations fréquemment répétées comme les traverses de chemins de fer. La figure 8 schématise la fabrication de traverses, type Brignoud-Asnières. A chaque extrémité du coffrage, nous distinguons une sorte de palonnier triangulaire muni de deux mandrins entraînant deux écheveaux de fils d'acier dur, le troisième tourillon étant lié au

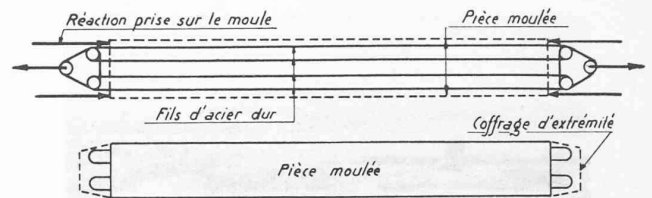


Fig. 8. — Précontrainte par moule individuel.

vérin tracteur qui prend appui sur le moule. Puisqu'il y a blocage sur le moule, tout glissement de fil est annulé. C'est un avantage technique par rapport au système du banc de fabrication. On remplit ensuite le moule de béton, puis on pose un couvercle qui comprime le béton. L'ensemble du moule rempli et des aciers en tension est amené dans une étuve où le durcissement du béton est accéléré. Quand le durcissement est suffisant pour assurer l'adhérence des fils d'acier au béton, on sort le moule de l'étuve, on débloque les mandrins, on démoule. Il ne reste plus qu'à couler les deux bouts de la traverse destinés à enrober les boucles d'acier. La traverse dont nous venons de décrire sommairement la fabrication entre dans la catégorie des éléments précontraints *par fils adhérents bouclés* : ces éléments ne présentent pas d'extrémité de fil d'acier libre. Le cycle de fabrication dure trois heures. L'usine produit 600 traverses par 24 heures.

Lors des Journées internationales de la précontrainte de Paris, à la fin du mois de juin de l'année dernière, nous avons visité à Orléans l'usine à poutrelles des Entreprises Campenon-Bernard. Ces poutrelles remplacent en quelque sorte, dans les planchers des bâtiments locatifs, les PN. I. employés jusqu'à ce jour. Le processus de fabrication est analogue à celui des traverses, sauf que les fils d'acier ne sont pas bouclés, ce qui est admissible puisque la sollicitation des poutrelles de plancher est moins sévère que celle des traverses de chemins de fer.

Avant de traiter la troisième méthode de précontrainte par fils adhérents, il est indispensable de dire quelques mots du flambage en béton précontraint. Précomprimer axialement un poteau élancé au moyen d'une série de fils d'aciers durs adhérent au béton du poteau ou le charger par une force extérieure égale à l'effort exercé par les fils sont deux opérations totalement différentes quant à leur résultat. Dans le premier cas, la compression exercée par les aciers n'est limitée que par la résistance à l'écrasement du béton du poteau ; il ne peut y avoir flambage. Dans le second cas, la charge extérieure est limitée par le danger de flambage. En effet, dans le premier cas, toute déviation latérale de l'axe du poteau entraîne la naissance de réactions, de la part des fils, qui s'opposent au mouvement, ce qui n'est pas possible dans le second cas, la charge extérieure étant indépendante de la déformation du poteau.

Le procédé Shorer-Chalos est basé sur l'impossibilité de flambage d'un élément long et mince en précontrainte axiale. Le câble Chalos consiste en fils d'acier enroulés en hélice à très grand pas autour d'un noyau formé de petits tronçons cylindriques articulés, en acier ; le noyau est récupérable après durcissement du béton. La moitié des fils d'armature est enroulée dans le sens des aiguilles de la montre, l'autre moitié dans le sens contraire, de manière à annuler les moments de torsion provenant de la mise en tension ultérieure des fils. Ceux-ci sont tenus à une distance de quelques millimètres du noyau par des disques à encoches. Les extrémités des fils sont coincées dans un appareil d'about, dont la figure 9 donne à la fois un schéma et une photographie prise en

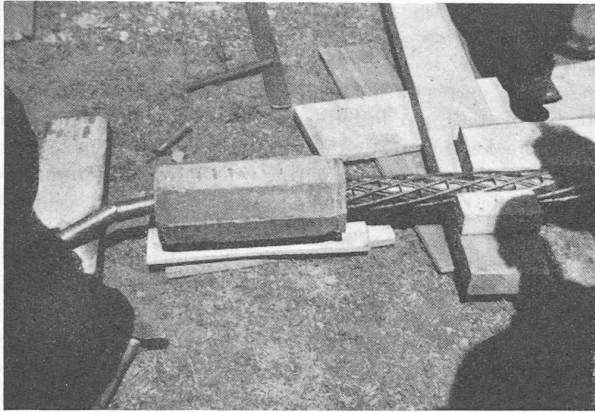
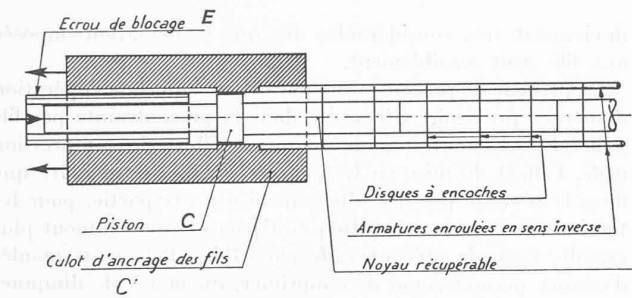


Fig. 9. — Système Shorer-Chalos. En haut : schéma.  
En bas : Les fils constituant le câble viennent d'être libérés, le noyau articulé peut être récupéré.

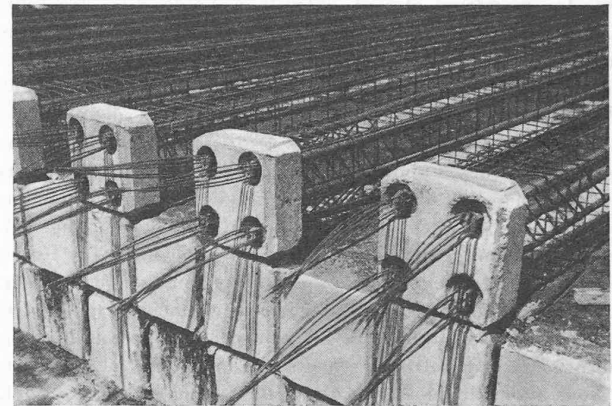
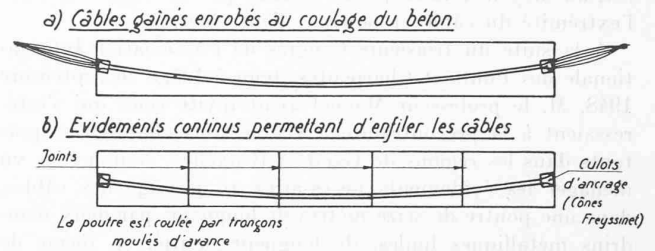


Fig. 10. — En haut : schémas de la précontrainte par câbles.  
En bas : pieux précontraints par 4 câbles, prêts au coulage. Les 4 « cônes » Freyssinet sont noyés dans la pièce d'about.

l'Usine des Grands Travaux de Marseille, de Marolles en Hurepoix, où une démonstration avait été préparée à l'occasion de la troisième journée de la Précontrainte de juin 1949. L'appareil d'about se compose en principe de deux parties pouvant coulisser l'une sur l'autre. L'une intérieure *C*, est un piston qui s'appuie sur le noyau, l'autre extérieure *C'*, est un culot d'ancrage provisoire des fils d'armature ; il est tiré par un vérin qui prend appui sur *C*. Quand l'allongement voulu est atteint, un écrou *E* interposé est serré au contact de *C* et maintient l'écartement relatif de *C* et *C'*. On peut s'en servir comme des aciers ronds ordinaires, sauf qu'on ne peut pas lui donner de fortes courbures. Une fois le béton durci, on enlève les appareils d'about et les noyaux sont récupérés. Remarquons qu'on a un avantage à mettre rapidement en œuvre ces unités pour diminuer la chute de tension due à la relaxation.

## 6. Précontrainte par câbles

Dans ce procédé, on s'arrange à laisser des vides dans l'élément à précontraindre qui est coulé d'abord. Après durcissement du béton, on passe des câbles dans les évidements en question — les *gaines* — et on les tend en s'appuyant sur le béton durci. L'ancrage des fils du câble étant immédiat et définitif, il faut donc prévoir, au coulage, les dispositifs adéquats : cônes d'ancrage enrobés dans le béton des abouts de poutres ou siège des plaques sandwich (fig. 10).

Nous avons dit qu'on passait les câbles à travers les éléments à précontraindre après coulage de ceux-ci. Ce n'est pas indispensable. L'essentiel est que la mise en tension des fils d'acier dur du câble puisse se faire en prenant appui sur le béton durci de la pièce à précontraindre. Rien n'empêche de placer les câbles dans le coffrage et de les enrober au coulage du béton si l'on est certain des dispositions prises

pour détruire l'adhérence du câble au béton. Ce qu'il faut, c'est que l'effort qu'on exercera pour mettre en tension les aciers soit absorbé entièrement par ceux-ci, qui devront donc pouvoir glisser avec un frottement minimum à l'intérieur du béton encaissant. L'objectif à atteindre est donc exactement l'opposé de celui de la méthode des fils adhérents où la chute de tension des fils adhérents se transforme par contact en compression dans le béton. Dans le procédé par câbles, ce sont les réactions des ancrages aux abouts des poutres qui compriment celles-ci.

Divers procédés ont été proposés pour assurer le glissement des câbles à l'intérieur du béton. On peut les enrober d'un papier goudronné, par exemple, ou de clinquant, réalisant une gaine étanche autour du câble. Lors de la deuxième journée de la Précontrainte de juin 1949, qui eut lieu à Rouen, nous avons pu voir une machine à gainer les câbles. La figure 10 montre une série de pieux prêts à être coulés, armés par quatre câbles sous gaine. Les abouts de ces pieux sont moulés d'avance avec leurs cônes d'ancrage et leurs armatures de répartition sous les cônes. On enfiler les quatre câbles à travers les pièces d'about. On règle la position du tout après mise en place du ferrailage de couture du pieu. On coffre, on coule et après durcissement, il suffit de tendre les câbles et de les coincer pour obtenir un pieu précontraint.

Si l'élément à précontraindre peut être fabriqué en usine par tronçons courts, il est facile de prévoir des trous dans ces tronçons, ce qui a l'avantage de supprimer tout gainage de câble, c'est-à-dire toute interposition d'un matériau coûteux, dont le rôle est uniquement négatif puisqu'il doit empêcher quelque chose, en l'occurrence l'adhérence. On juxtapose les tronçons constituant l'élément, en général avec interposition de mortier au droit des joints. Il reste à enfiler les câbles dans les évidements continus formés par la succession des trous des tronçons, ce qu'on peut faire, si besoin

est, au moyen d'un fil pilote terminé par un organe coiffant l'extrémité du câble et pouvant l'entraîner.

A la suite du troisième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, tenu à Liège en septembre 1948, M. le professeur Magnel avait invité ceux qui s'intéressaient à la précontrainte à visiter trois chantiers importants dans les régions de Gand et Bruxelles. Nous avons vu ménager les évidements nécessaires au passage des câbles, dans une poutre de seize mètres de longueur, par deux mandrins métalliques huilés, de longueur moitié, en forme de tronc de pyramide, opposés par le sommet. Une fois le béton pris, les mandrins étaient extraits à l'aide d'un tracteur.

Dans les tronçons courts, il est aisé de prévoir des trous circulaires, chaque trou étant destiné à un seul câble, ce qui, à notre avis, vaut mieux que des évidements plus grands de section rectangulaire, destinés au logement de plusieurs câbles. On laisse à cet effet des trous aux niveaux voulus dans les flasques d'about du tronçon, on passe par les trous des deux flasques d'about des barres d'acier rond d'un diamètre égal à celui des évidements qu'on veut obtenir (fig. 11). Les aciers ronds matérialisent en quelque sorte les futurs évidements. On peut alors procéder au coulage du tronçon. Il suffit de tourner de temps à autre ces aciers ronds pour empêcher la prise du béton à leur contact. Une fois le tronçon pris, on peut retirer les aciers très facilement et décoffrer.

Nous avons dit plus haut que le petit cône mâle Freyssinet, qui coince les fils d'un câble, contient un tube permettant le raccordement à un tuyau d'injection. Il est recommandé d'injecter les vides dans lesquels ont été passés les câbles avec une émulsion de ciment, ce qui a pour effet de protéger les aciers contre la rouille et d'augmenter l'inertie de la poutre. Cette injection devrait toujours se faire sous pression, afin qu'on puisse être sûr d'avoir rempli tous les vides. L'expérience montre que si elle est bien faite, on peut supprimer les cônes d'ancrage aux extrémités des câbles sans supprimer la précontrainte (voir *Bulletin technique de la Suisse romande* du 15 mars 1947, sous 2,4 : permanence de la précontrainte).

Le procédé de précontrainte par câbles a plus de souplesse que le procédé de précontrainte par fils adhérents. Il permet de précontraindre plus judicieusement. Il est en effet possible de relever des câbles sur appui ; on n'est pas condamné à la précontrainte rectiligne ou quasi rectiligne du banc de fabrication. Il est vrai qu'on peut, par des grilles appropriées, dévier légèrement les fils d'acier dur, ainsi que le montre la figure 12 ; mais les efforts qui apparaissent à cette occasion

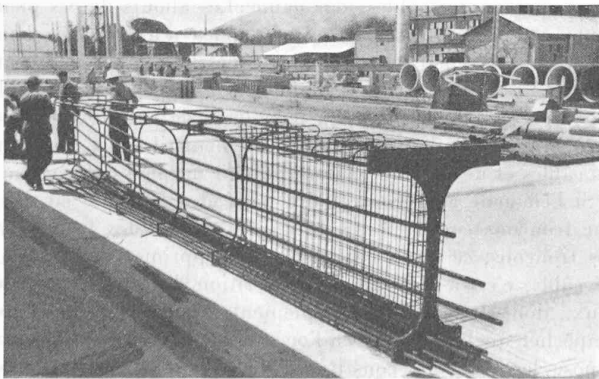


Fig. 11. — Aciers ronds  $\varnothing 32$  matérialisant les évidements prévus dans les trois derniers tronçons de la poutre d'essai du pont de Djedeïda de 30 m de portée.

deviennent très considérables dès que la déviation imposée aux fils croît sensiblement.

Le procédé de précontrainte par câbles supprime l'opération d'ancrage provisoire nécessaire dans la précontrainte par fils adhérents. En outre, pour un même effort de compression utile, l'effort de mise en tension des câbles est moindre que dans le procédé par fils adhérents. En contrepartie, pour les tensions élevées, la relaxation de l'acier est évidemment plus grande. Enfin la précontrainte par câbles d'éléments moulés d'avance permet sinon de supprimer, du moins de diminuer considérablement les pertes de tension dues au retrait du béton car, dans ce cas, il arrive fréquemment que la précontrainte s'exerce sur des bétons âgés de plusieurs mois, ayant déjà pris les trois quarts de leur retrait. On gagne aussi sur les pertes par fluage. Seules les pertes par relaxation sont augmentées, par le fait même que les autres sont diminuées. Mais l'augmentation de la chute de tension par relaxation ne représente qu'une petite fraction de la diminution des chutes de tension dues au retrait et au fluage ; il subsiste un bénéfice certain.

Examinons encore l'effet du petit glissement qui se produit toujours quand, après avoir coincé les fils d'un câble à l'intérieur du cône d'ancrage, on lâche la pression du vérin de tension. Dans le cas du banc de fabrication de 100 m de longueur, la perte de tension due à ce glissement était absolument négligeable, tandis que dans le cas de poutres précontraintes isolément par câbles, il est indiqué de reconsidérer la question. Actuellement, ce glissement peut être réduit à 2 mm. C'est une valeur absolue indépendante de la longueur du câble. Si le module d'élasticité de l'acier est de 1850 t/cm<sup>2</sup>, nous avons le tableau ci-dessous pour les chutes de tension en fonction de la longueur des poutres. On constate que, pour des éléments courts, la perte est sensible.

Longueur des poutres en mètres . . . . .	3	5	10	15	20	25	30
Chute de tension en kg/mm <sup>2</sup> . . . . .	12,3	7,4	3,7	2,5	1,9	1,5	1,2

Nous terminerons en signalant que l'ordre dans lequel les câbles sont mis en tension n'est pas indifférent. S'il y a « n » câbles dans une poutre, le premier câble mis en tension subit au cours de l'opération de précontrainte (n-1) chutes de tension successives dues à la mise en tension des (n-1) câbles restants. D'une manière générale, le i<sup>me</sup> câble mis en tension subit (n - i) chutes de tension successives, de sorte

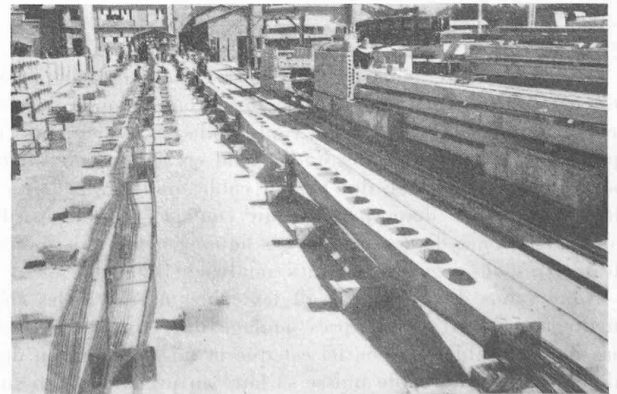


Fig. 12. — Déviation des fils d'armatures sur un banc de fabrication au moyen de grilles et de cadres. (Usine de Oued Fodda, Algérie.)

que l'effort final de précontrainte n'est pas égal à la somme des efforts de mise en tension. Il y a lieu de tenir compte de ce fait partout où la précontrainte du béton est élevée.

Nous allons compléter ces généralités sur différents modes de précontrainte du béton par l'examen rapide de quelques applications nord-africaines du béton précontraint, nous limitant à celles que nous avons étudiées nous-mêmes et dont nous avons pu suivre l'exécution.

#### Quelques applications nord-africaines de la précontrainte

*Culotte en béton précontraint à la sortie de la galerie d'amenée de l'usine de Oued Fodda (fig. 13 à 16).*

Le problème à résoudre consistait à raccorder la galerie d'amenée, de 2,50 m de diamètre, des eaux du lac artificiel de Oued Fodda, en Algérie, aux trois conduites forcées, de 1,40 m de diamètre intérieur, conduisant l'eau à l'usine hydro-électrique dite de pied de barrage (usine située en réalité environ deux kilomètres à l'aval du mur de retenue).

Après avoir étudié diverses solutions, nous nous décidâmes pour une culotte d'axes rayonnants, disposés suivant les arêtes d'une pyramide, entièrement contenue à l'intérieur d'un tronc de cône circulaire, en béton précontraint extérieurement par un frettage à chaud. Une précontrainte longitudinale rend le revêtement de la galerie immédiatement à l'amont de la culotte solidaire de celle-ci. La longueur de revêtement intéressée est telle que son frottement sur le rocher encaissant permet d'absorber la poussée hydraulique sur les vannes-papillons de garde situées en tête des conduites forcées.

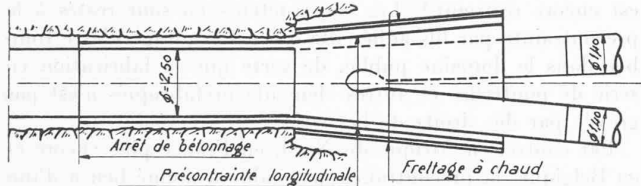


Fig. 13. — Coupe longitudinale schématique de la culotte de l'usine de Oued Fodda.

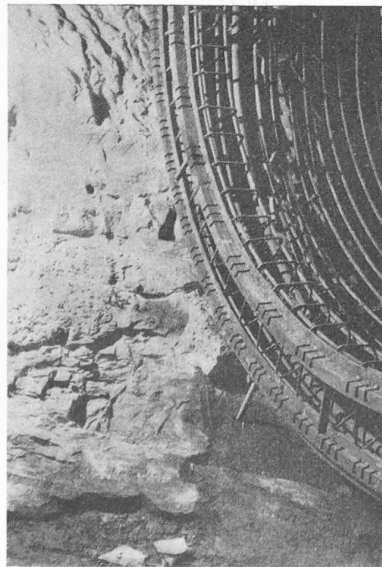


Fig. 14. — Extrémité amont du ferrailage du revêtement de la galerie situé immédiatement à l'amont de la culotte. (Remarquer les boutonnières d'ancrage des aciers durs sur les cerces à section carrée d'about).

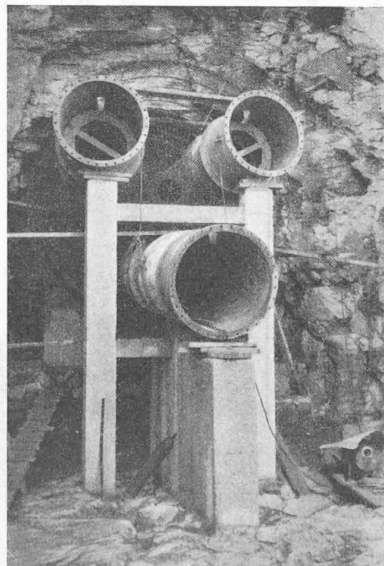


Fig. 15. — Coffrage intérieur de la culotte mis en place.

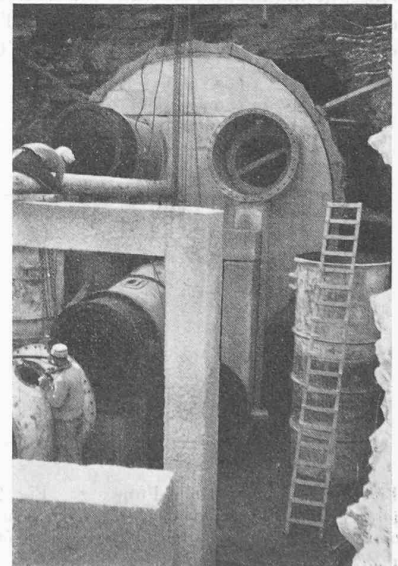


Fig. 16. — La culotte est coulée.

Les travaux ont été exécutés pendant l'hiver 1940-1941. L'ouvrage fonctionne d'une manière satisfaisante depuis la mise en service de l'usine de Oued Fodda. Les conduites forcées faisant suite à la culotte sont en béton précontraint également. Elles sont formées de tuyaux, système (fig. 17). Freyssinet, renforcés par spirage sous tension d'un fil d'acier dur.

*Poteaux pour lignes haute tension en béton précontraint (fig. 18).*

L'usine montée à Oued Fodda par les Entreprises Campenon Bernard pour la fabrication en série des tuyaux en béton précontraint système Freyssinet, avec lesquels ont été exécutés les quarante-cinq kilomètres de canalisations primaires du périmètre irrigable de Oued Fodda, se mit, dès 1941, à fabriquer des poteaux monolithes, en béton précontraint, pour lignes haute tension. La section droite de ces poteaux est celle de profils I à larges ailes, aux arêtes convenablement arrondies pour éviter toute épaufrure en cours de transport. Ces poteaux étaient coulés sur un banc de fabrication et précontraints par fils adhérents. A cette époque, les ouvrages précontraints par câbles faisaient encore exception. Ils sont maintenant plus répandus et surtout plus importants que les ouvrages précontraints par fils adhérents.

Pendant la guerre, la pénurie d'acier excluait les poteaux métalliques. Les poteaux en béton précontraint ayant sur ceux en béton armé le double avantage de diminuer les quantités de matériaux de construction nécessaires et de supprimer le danger de fissuration avaient la préférence et prirent une grande extension. La gamme de poteaux que nous avons étudiés entre 1941 et 1945 est extrêmement étendue. Des milliers de poteaux ont été fabriqués et transportés à des distances souvent considérables, jusqu'à sept cents kilomètres.

*Ponts en béton précontraint*

Parallèlement à la fabrication des poteaux, l'usine de Oued Fodda se mit à fabriquer des poutres précontraintes par fils adhérents. Quelques ponts à travées de dix mètres de portée furent exécutés en constituant les tabliers par une série de poutres jointives, liées transversalement par des

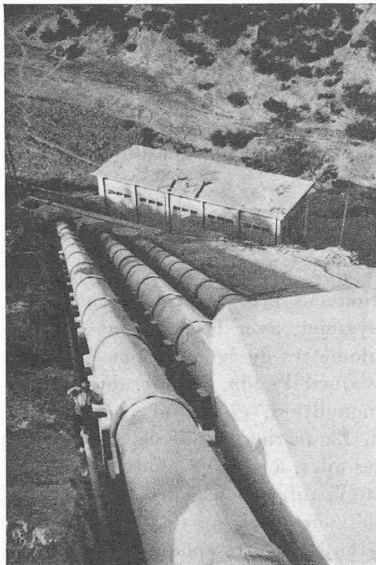


Fig. 17. — Vue des conduites forcées, en tuyaux type Freyssinet, comprises entre la culotte et l'usine.

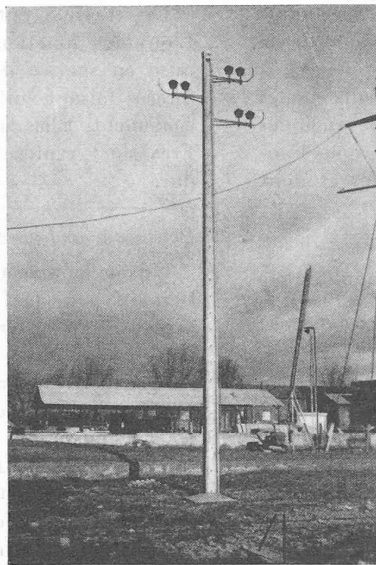


Fig. 18. — Poteau type « Génie rural ». Hauteur totale 11,00 m. — Hauteur hors-sol 9,30 m. — Poids total 900 kg. — Poids d'acier 78 kg. — Effort de fissuration 400 kg en tête. — Effort de rupture 825 kg en tête.

tirants mis en tension. La figure 20 met bien le système constructif en évidence; on distingue parfaitement les douze ancrages par travée des tirants transversaux.

Le pont de Djedeida, sur lequel nous ne reviendrons pas puisque nous en avons publié ici même une description assez complète<sup>1</sup>, nous donna l'occasion d'acquérir, dès 1944, la technique de la précontrainte par câbles. Notre système d'ancrage des câbles a toujours été le « cône » Freyssinet. En 1945, nous mîmes au point une poutre plus petite que celles de Djedeida, de 1 mètre de hauteur au milieu de la portée et de 21 mètres de longueur, formée de cinq éléments juxtaposés et liés longitudinalement par précontrainte. La figure 23 montre cette poutre soumise à une charge agissant au quart de la portée. La première fissure filiforme est apparue pour une charge de 24,5 tonnes, sous l'effet du moment fléchissant maximum, de 128 tm. L'effort tranchant maximum était de 25,5 tonnes. Le chantier de l'usine de l'Ahrzerouftis nécessita l'exécution d'un pont sur l'Oued Agrioun, à l'aval

<sup>1</sup> Voir *Bulletin technique* du 15 mars 1947: « Le pont sur la Medjerdah, à Djedeida. »

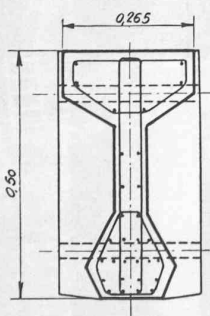


Fig. 19. — Section type d'une poutre de petite portée, précontrainte par fils adhérents. Poutre de 10 m: Poids total 1800 kg. — Poids total d'acier 95 kg. — Charge centrée de première fissuration 4200 kg. — Charge centrée de rupture 7000 kg.

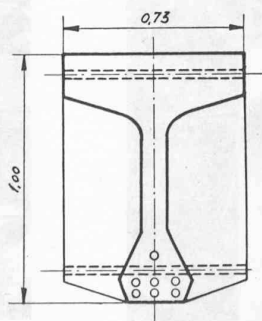


Fig. 21. — Section au milieu d'une poutre de 21 m en 5 éléments précontraints par câbles. Poids total 14 t. — Poids total d'acier 320 kg. — Charge au  $\frac{1}{4}$  de la portée lors de la première fissuration 24,5 t.

de Kerrata, à une seule voie, susceptible de supporter les efforts dus au passage des pièces les plus lourdes des groupes de l'usine. Ce pont est du type cantilever, les consoles étant en béton armé ordinaire et les travées cantilever formées de cinq poutres en béton précontraint, de 21 mètres, accolées. La distance entre axes des piles est de 29 mètres; il y a trois travées (voir figures 22 et 24).

Dans l'article cité en référence sur le pont de Djedeida, nous disions avoir à l'étude un autre pont, en Tunisie également, sur l'Oued Melah, comprenant trois travées de 35 mètres, analogues à la travée cantilever du pont de Djedeida. La figure 25 montre le pont sur l'Oued Melah, achevé depuis deux ans.

### Conclusion

Alors que la précontrainte par fils adhérents a un champ d'application assez limité, puisqu'elle ne peut être utilisée que pour des pièces monolithes, la précontrainte par câbles, elle, est susceptible d'ap-

plications très étendues et permet de résoudre des problèmes extrêmement divers dont les généralités qui précèdent et les réalisations que nous venons de rappeler ne rendent compte qu'imparfaitement.

En Suisse, le nombre d'ouvrages précontraints par câbles est encore restreint<sup>1</sup>. Les constructeurs en sont restés à la précontrainte par fils adhérents qui a l'avantage d'être tombée dans le domaine public, de sorte que la fabrication en série de poutrelles et autres éléments préfabriqués n'est pas grevée par des droits de licence.

Par contre, en Afrique du Nord, en France plus encore et en Belgique, la précontrainte par câble a donné lieu à d'importantes réalisations. Il ne nous paraît pas possible que le

<sup>1</sup> Un article paraîtra très prochainement dans le *Bulletin technique*, sous la plume de M. le professeur F. Panchaud, au sujet de réalisations suisses récentes en béton précontraint par câbles (*Réd.*).



Fig. 20. — Pont sur l'Oued Saad en Tunisie, comprenant deux travées constituées par des poutres de 10 m jointives.

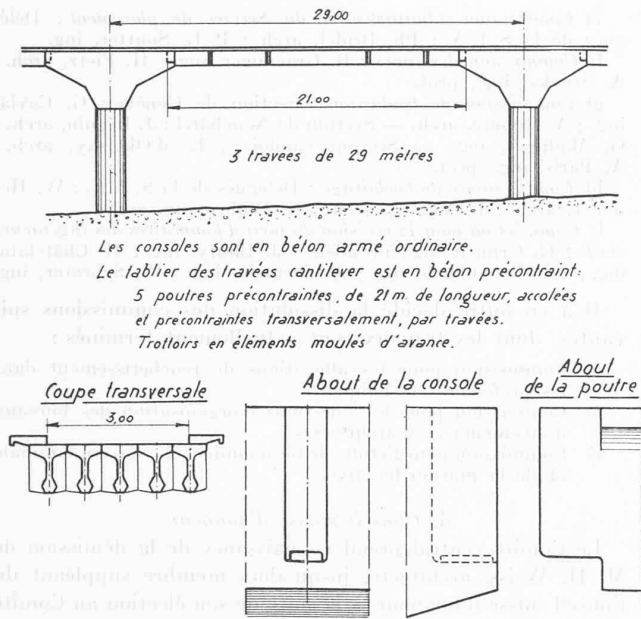


Fig. 22. — Schémas relatifs au pont sur l'Oued Agrioun, à Darguinah (Algérie).

béton précontraint, dont le développement a été favorisé pendant la guerre par la rareté des matériaux ciment, aciers ronds et profilés, perdue du terrain par le fait du retour à des conditions plus normales d'approvisionnement de ces matériaux. La précontrainte est, en effet, autre chose qu'un ingénieux procédé de construction qui serait actuellement à la mode. L'idée de précontrainte, qui est de se rendre maître des contraintes initiales d'un ouvrage, de les choisir de manière qu'en service sa sollicitation soit la plus favorable possible, est d'une grande richesse ; or, il n'y a pas d'exemple en technique qu'une idée intéressante n'ait pas été développée et utilisée au maximum.

Nous pensons pour notre part que le nombre d'ouvrages réalisés en béton précontraint ira croissant et que parmi les ingénieurs, ceux qui sont encore sceptiques aujourd'hui seront acquis demain à ce nouveau moyen de construction.

Une technique nouvelle ne peut s'imposer en un jour, si grands que soient ses avantages. Il faut encore que ceux qui la connaissent soient suffisamment nombreux, depuis l'ingénieur jusqu'aux manœuvres spécialisés, et ce sont ces derniers qui manquent le plus. Mais chaque ouvrage exécuté

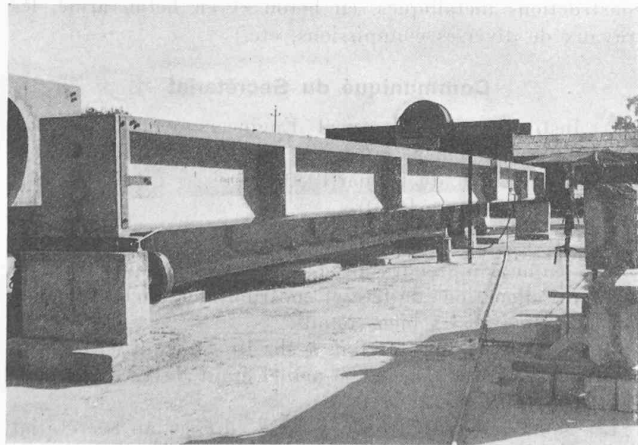


Fig. 23. — Essai d'une poutre des tabliers du pont de Darguinah.

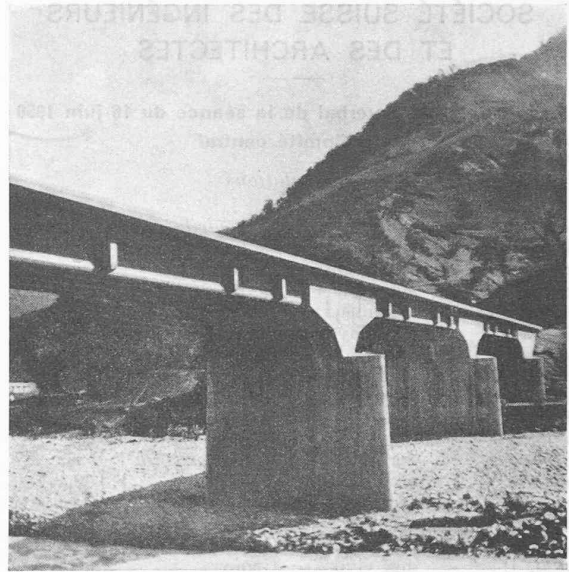


Fig. 24. — Pont de Darguinah en voie d'achèvement.

en béton précontraint est à la fois un argument de plus en faveur de ce nouveau matériau et une école pour ceux qui l'ont construit.

#### NOTICE BIBLIOGRAPHIQUE SUCCINCTE

Parmi les nombreuses publications se rapportant au béton précontraint, rappelons d'abord celles parues dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* :

- A. Paris : « Mise en tension préalable des armatures du béton armé ; son principe, son calcul et ses applications ». (2 janvier 1937.)  
 J. Bolomey : « Contribution à l'étude du béton précontraint ». (17 avril, 1<sup>er</sup> mai et 12 juin 1943.)  
 A. Stucky : « Le béton précontraint, principe, matériaux et procédés ». (10 juillet 1943.)  
 F. Panchaud : « Quelques aspects du calcul des ouvrages en béton précontraint ». (30 octobre et 13 novembre 1943.)  
 A. Stucky et F. Panchaud : « Quelques exemples d'ouvrages réalisés en béton précontraint ». (10 juin 1944.)  
 F. Roessinger : « Le pont sur la Medjerdah à Djedeïda ». (15 mars 1947.)  
 G. Magnel : « Les applications du béton précontraint en Belgique ». (26 mars 1949.)

Ceux que ces questions intéressent trouveront quantité d'utiles renseignements dans les circulaires du Centre d'études supérieures de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, Paris, série J ; dans certains articles de la revue *Travaux* ; dans le livre sur *Le béton précontraint* de MM. Ritter et Lardy et dans celui de M. Magnel ayant le même titre.

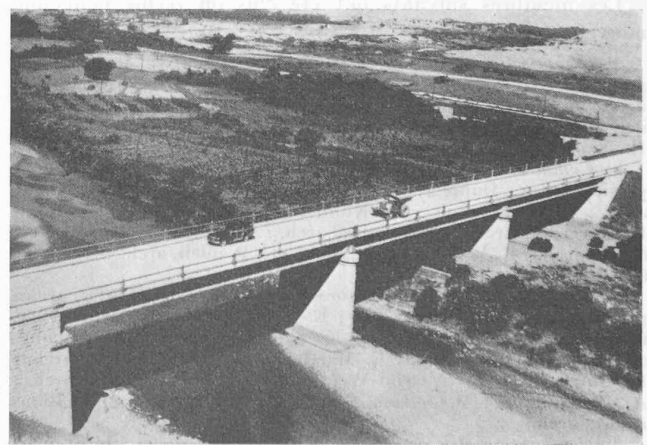


Fig. 25. — Pont sur l'Oued Melah.