

Quelques aspects du calcul des ouvrages en béton précontraint

Autor(en): **Panchaud, F.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **69 (1943)**

Heft 23

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-52534>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

6. Conclusion.

Moyennant des règles précises et fort simples (qui sont contenues dans les formules (3. 1)), les séries de Fourier sont un instrument très commode pour l'intégration de certains problèmes aux limites. Il ne s'agit toutefois pas d'une méthode universelle : si l'équation est plus compliquée, ou si les conditions sont par exemple mixtes (si elles font intervenir la fonction inconnue et sa dérivée), les relations (3. 1) ne sont plus utilisables, et le procédé est en défaut. Toutefois, on peut montrer qu'il existe le plus souvent un type de série (autre que la série de Fourier, mais procédant aussi par fonctions orthogonales) adapté à chaque cas et donnant la solution d'une façon analogue. Nous dépasserions le cadre de cette étude en cherchant à en dire plus.

Lausanne, le 31 juillet 1943.

Quelques aspects du calcul des ouvrages en béton précontraint

par F. PANCHAUD,
professeur à l'Ecole d'Architecture de Lausanne.

(Suite et fin.¹)

12. Essais et réalisations.

Les premières poutrelles en béton précontraint que nous avons exécutées à titre d'essai en 1938 déjà, avaient une armature formée de fils d'acier à haute résistance (rupture 19 t/cm²), de 2 mm de diamètre, ancrées dans le béton soit par un dispositif spécial (tourillon d'ancrage noyé dans les extrémités de la poutrelle), soit par adhérence du béton. Ces poutrelles ont été bétonnées verticalement ; la figure 9 montre l'armature tendue avant le bétonnage. Grâce à ces essais, nous avons pu vérifier expérimentalement le degré d'approximation des hypothèses de calcul et l'exactitude des principes fondamentaux de la résistance du béton précontraint, à savoir :

¹ Voir *Bulletin technique* du 30 octobre 1943, p. 285.

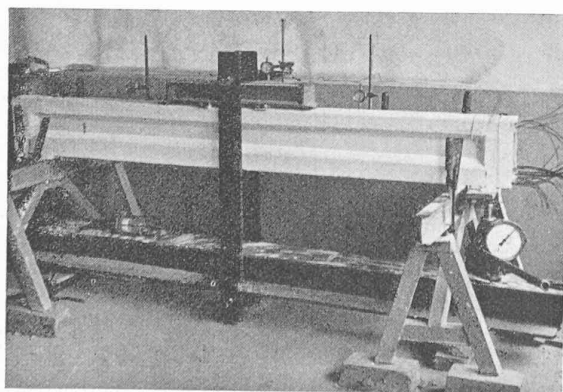


Fig. 10. — Poutrelle d'essai. Résistance à la flexion.

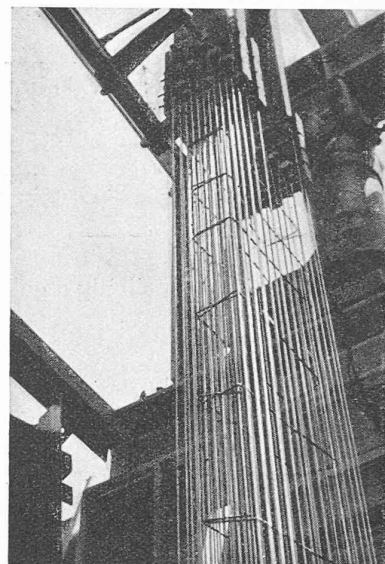


Fig. 9. — Poutrelle d'essai n° 2. Armatures tendues avant bétonnage.

a) avant la fissuration, le béton résiste à la manière d'un matériau homogène et l'acier ne joue qu'un rôle effacé dans la résistance aux charges extérieures;

b) tant que la première fissuration ne s'est pas produite, on est en droit d'admettre la participation à la résistance du béton tendu.

Le tableau de la figure 11 récapitule les résultats principaux de ces essais ; on constate effectivement que

Fig. 11. — Poutrelles d'essai. Tableau des résultats principaux.

Poutrelles n°	1	2	3	4
1. Dimensions.				
Portée cm	208	208	350	210
Hauteur cm	27	27	20	12
Section du béton . . . cm ²	267	267	173	96
Mod. de résistance béton seul cm ³	1440	1440	732	185
Mod. de résist. de la section totale $\left. \begin{array}{l} W_{sup.} \text{ cm}^3 \\ W_{inf.} \text{ cm}^3 \end{array} \right\} n = 5$	$\left. \begin{array}{l} 1470 \\ 1550 \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} 1500 \\ 1565 \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} 760 \\ 786 \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} — \\ — \end{array} \right\}$
Armatures	adhérence + ancrage	adhérence seule	adhérence seule	câbles libres
2. Précontrainte.				
Age du béton à la mise en tension	17 j.	11 j.	15 j.	24 j.
Etat initial : Acier t/cm ²	13	11,3	12	8
Béton : $\sigma_{sup.}$ kg/cm ²	+ 14	— 28	— 7	+ 10
$\sigma_{inf.}$ kg/cm ²	— 186	— 150	— 176	— 170
Age du béton à l'essai . . .	30 j.	18 j.	4 ans	28 j.
Etat de contrainte $\sigma_{sup.}$ kg/cm ²	+ 10	— 32	— 20	+ 0
$\sigma_{inf.}$ kg/cm ²	— 173	— 175	— 138	— 135
3. Première fissure visible.				
Moment fléchissant kg/m	4050	3040	1523	372
Contraintes du béton $\sigma_{sup.}$ kg/cm ²	— 265	— 235	— 220	— 200
$\sigma_{inf.}$ kg/cm ²	+ 91	+ 59	+ 56	+ 65
Disparition de la fissure :				
Moment fléchissant kgm	2670	2110	1053	253
Contrainte dans le béton $\sigma_{sup.}$ kg/cm ²	— 172	— 172	— 158	— 137
$\sigma_{inf.}$ kg/cm ²	— 1	+ 1	— 4	+ 2
4. Rupture.				
Moment fléchissant kgm	< 5240	4520	3120	506
Etat des armatures	—	Rupture + glissement	Glissement	—

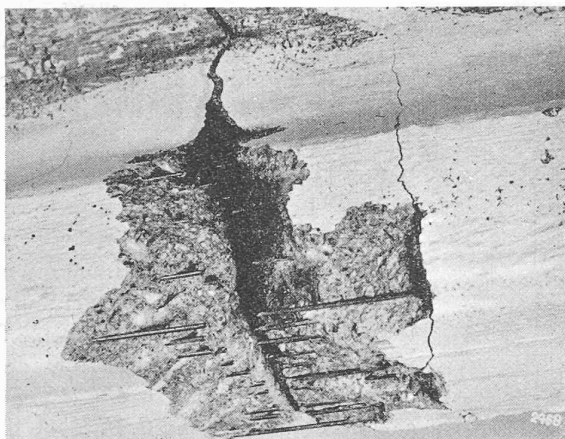


Fig. 12. — Poutrelle d'essai. Vue de la section de rupture montrant les armatures inférieures rompues.

lors de la disparition de la fissure, le moment fléchissant est tel que la contrainte de traction s'annule pratiquement.

La rupture de la poutre n° 1, dont les fils étaient ancrés spécialement, n'a pas pu être atteinte pour la charge maximum du vérin de charge.

La poutre n° 2 et la poutre n° 3, dont les armatures étaient ancrées par simple adhérence au béton, se sont rompues après avoir entraîné le glissement plus ou moins accentué des armatures. On peut le constater d'une façon indubitable en examinant la section de rupture représentée sur la figure 12; on voit que le raccourcissement des aciers est beaucoup plus grand que celui qui serait dû à la libération du seul tronçon d'armature dégarni de béton; d'ailleurs le fait qu'une fissure en dehors de la zone disloquée reste ouverte est un signe de la disparition de la précontrainte.

D'après ces essais, on peut affirmer que le principe de l'ancrage des fils rectilignes par simple adhérence, prévu

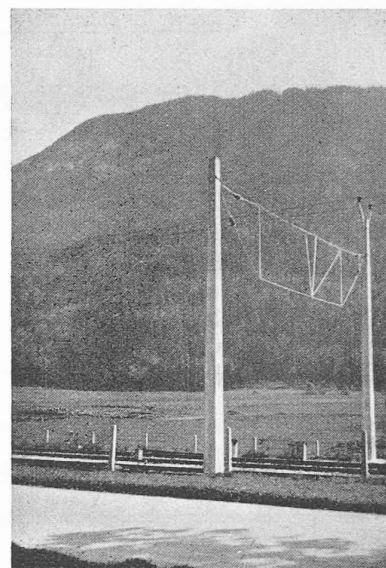


Fig. 13. — Vue d'un pylône de la ligne Auvernier-Les Verrières.

également par Freyssinet, exige une exécution soignée, où toutes les précautions doivent être prises — dégraissage parfait des fils en particulier — pour que le béton adhère avec sécurité à l'armature.

Une autre application récente du béton précontraint est l'exécution pour les C. F. F. des pylônes¹ les plus chargés, de la ligne de contact du tronçon Auvernier-Les Verrières (fig. 13). L'intérêt technique de ces pylônes, dont les plus grands ont 11,50 m de longueur et doivent supporter en tête une poussée horizontale de 1,2 t à 10 m au-dessus du sol, réside essentiellement dans le mode d'exécution adopté: Chaque pylône se compose de trois éléments fabriqués séparément en usine et assemblés par précontrainte (fig. 14).

1. Un corps central évidé muni de gaines destinées au passage des câbles d'armature.

¹ Effectués par la Société technique pour les applications du béton.

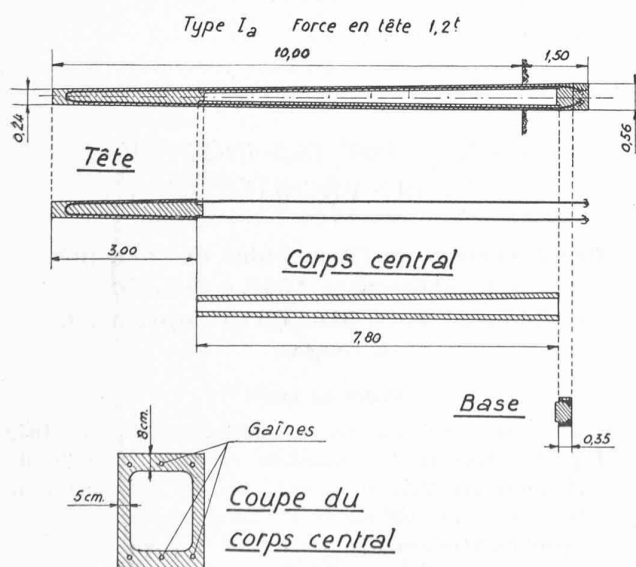


Fig. 14. — Schéma d'exécution d'un pylône.

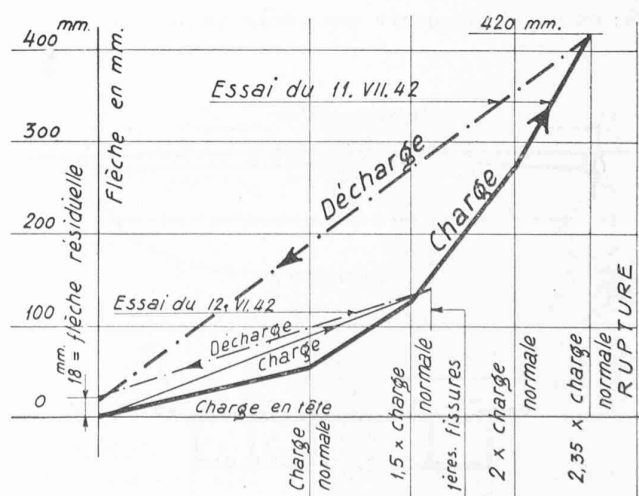


Fig. 15. — Essai d'un pylône. Flèche en tête en fonction de la charge.

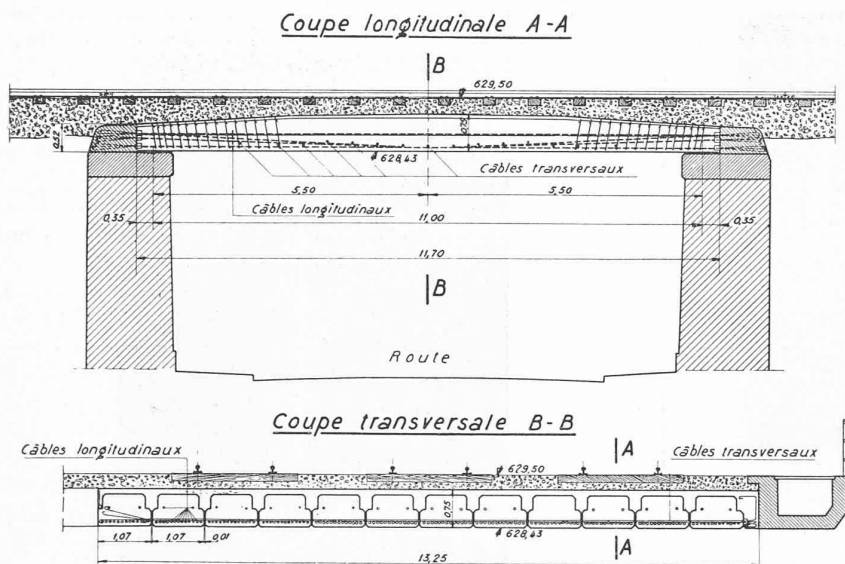


Fig. 16. — Pont-rail à Fribourg. Ensemble et coupe transversale.

2. Une tête massive, qui peut s'emboîter dans le corps central et dans laquelle sont ancrées les armatures formées de câbles de longueur convenable.

3. Une base massive qui peut également s'emboîter dans le corps central et qui porte les cônes d'ancrage nécessaires à la fixation des armatures lors de la mise en tension.

Lorsque ces trois éléments ont été assemblés, ajustés et calés, les joints sont bourrés de mortier; après la prise, on procède à la mise en tension des armatures, et on termine par le bétonnage du culot inférieur enrobant les extrémités des fils.

Ces pylônes ont été essayés à la flexion et les résultats de l'essai confirment les prévisions du calcul; la sécurité à la fissuration atteignit 1,65; elle était donc peu différente de 1,5, sécurité admise dans le calcul avec une résistance à la traction du béton de 30 kg/cm². Cet essai a en outre montré la grande élasticité d'une telle construction même après la fissuration, comme cela découle de la figure 15: on a pu enregistrer une flèche en tête de 42 cm

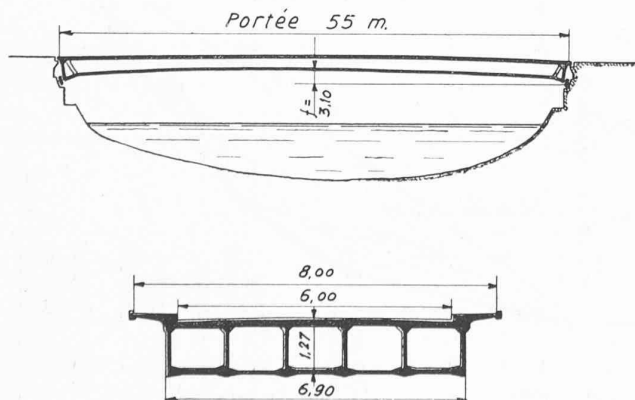


Fig. 17. — Silhouette et coupe transversale du pont de Luzancy (France) actuellement en construction.

sous une charge voisine de la rupture et provoquant des fissures ouvertes de plusieurs millimètres; après décharge, la flèche permanente n'était que de 1,8 cm.

A part les nombreux ponts exécutés en Allemagne et en France où le béton précontraint a fait ses preuves, nous pouvons citer aujourd'hui un ouvrage actuellement en construction en Suisse: un pont-rail de 11,00 m de portée formant un des passages inférieurs de la gare de Fribourg, qui a été étudié en collaboration avec les C. F. F. et dont la figure 16 donne les dimensions principales et les dispositions.

Parmi les ouvrages importants qui sont en cours d'exécution en France, nous mentionnerons le pont de Luzancy (fig. 17), arc à deux articulations de 55 m de portée et de 3,10 m de flèche

dont la poutre n'a que 1,25 de hauteur à la clé. La quantité d'acier nécessaire à un tel ouvrage n'est que de 45 kg/m², ce qui est remarquablement peu.

* * *

D'après ce que l'on vient de voir, les études théoriques du béton précontraint sont actuellement assez avancées pour permettre d'entreprendre des réalisations importantes sans risquer d'être traité de téméraire ou d'audacieux. Certes l'exécution d'ouvrages pose encore des problèmes de détail, mais le raccourcissement lent du béton, défaut essentiel de ce système de construction, invoqué au début, et qui semblait devoir condamner le béton précontraint, est aujourd'hui un phénomène suffisamment connu pour que l'on puisse dire: il suffit de le combattre pour le vaincre.

Lausanne, juin 1943.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

Procès-verbal de l'Assemblée des délégués
du 11 septembre 1943 à 9 h. 30
à l'Hôtel-de-Ville, Salle du Grand-Conseil,
à Genève.

Ordre du jour:

1. Procès-verbal de l'Assemblée des délégués du 22 août 1942 (publié dans la *Schweizerische Bauzeitung* n° 20 du 14 novembre 1942 et dans le *Bulletin technique de la Suisse romande*, 68^e année, nos 25 et 26).
2. Rapport du président sur l'activité de la société.
3. Election des membres du Comité central.
4. Election du président central.