

Dimensionnement des ponts routiers construits par encorbellements successifs

Autor(en): **Darpas, Georges**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **11 (1980)**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-11381>

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.

IX**Dimensionnement des ponts routiers construits par encorbellements successifs**

Bemessung von im Freivorbau erstellten Brücken

Design of Bridges built by the Cantilever Method

GEORGES DARPAS

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
Bagneux, France

RESUME

Les constatations effectuées en service sur les ponts routiers construits par encorbellements successifs ont conduit à édicter des règles plus sévères dont l'incidence est importante sur la conception et l'exécution de ces ouvrages. Les principaux problèmes rencontrés sont évoqués en signalant les points pour lesquels les recherches continuent. Il en résulte que ce mode de construction, très répandu en France, nécessite de nombreuses précautions.

ZUSAMMENFASSUNG

Die an im Freivorbau erstellten Brücken festgestellten Schäden machten strengere Regeln notwendig, die sich nun spürbar auf Entwurf und Ausführung solcher Projekte auswirken. Die wesentlichsten Probleme werden erläutert mit Hinweisen auf heute noch im Gange befindliche Forschungen. Es geht deutlich hervor, dass dieses in Frankreich sehr verbreitete Bauverfahren grosse Sorgfalt erfordert.

SUMMARY

Investigations made into road bridges built by the cantilever method have led to more severe rules, with important consequences on the design and erection of such structures. The main problems are indicated, and the investigations presently in progress are mentioned. As a conclusion, it can be said that this erection mode, very common in France, requires much care.



1. INTRODUCTION

La longueur des communications étant très strictement limitée, l'article qui suit ne constitue qu'un résumé des multiples problèmes qui se sont posés en France à propos des ponts routiers en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

Il s'agit d'ouvrages continus (les systèmes articulés ayant été très rapidement abandonnés depuis 1962) dont les voussoirs en forme de caisson peuvent être soit coulés en place, soit préfabriqués. La précontrainte est dimensionnée de façon à éviter toute traction du béton en flexion longitudinale (précontrainte dite totale) y compris sous les charges réglementaires d'exploitation.

Jusqu'en 1974, date où nous avons commencé à tirer parti des constatations effectuées sur ouvrages en service, les tendances étaient les suivantes :

- utilisation de méthodes de calcul théoriques ignorant en partie le fonctionnement réel de la structure,
- dimensionner de façon économique en minimisant (à l'excès) les quantités de matière,
- exécution souvent médiocre se traduisant notamment par des écarts importants du tracé des câbles par rapport au profil théorique,
- enfin mise en œuvre d'unités de précontrainte puissantes passant d'environ 550 kN à 1 100 puis 1 700 kN, d'où des forces concentrées plus agressives.

2. CONSTATATIONS EFFECTUEES SUR OUVRAGES EN SERVICE

Ces constatations ont révélé de nombreuses fissures présentant un caractère pathologique, soit parce que les sections théoriquement précontraintes étaient fissurées (baillement de joints entre voussoirs), soit parce que certains éléments fonctionnant en béton armé présentaient des fissures dont l'ouverture totale dépassait 0,2 à 0,3 mm (le mm a été souvent atteint et même dépassé).

Les principaux désordres ont été déjà exposés dans notre communication (faite en collaboration avec MM. LECROQ et POINEAU) au colloque de Liège de Juin 1975 (contribution II 3-11). Nous rappelons les principales causes : diffusion et entraînement sous efforts concentrés (ancrages de câbles), poussée au vide de la dalle inférieure du caisson (lorsqu'elle est courbe), fissures d'âme, et surtout insuffisance de la précontrainte longitudinale due notamment à :

- une mauvaise évaluation des sollicitations (redistributions par fluage, gradients thermiques, effets locaux apportés par les efforts concentrés).
- une connaissance insuffisante du comportement des matériaux (effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers sur les pertes de précontrainte).
- une exécution médiocre (frottement trop élevé des câbles dans leurs conduits).

3. EVOLUTION DES REGLES DE DIMENSIONNEMENT

3.1. - Des règles supplémentaires ont dû être imposées. Elles concernent essentiellement :

3.1.1.- le frottement des câbles pour lequel on adopte des chiffres plus élevés que dans les ponts construits sans joints. Les valeurs prises en compte a priori dans les calculs sont des moyennes supposant une exécution correcte, mais les valeurs réelles peuvent être sensiblement plus fortes, ce qui nécessite soit de faire un « calcul en fourchette » (deux valeurs caractéristiques de la précontrainte), soit de prévoir la possibilité d'une précontrainte supplémentaire en cas de difficultés à l'exécution.

D'autre part, les rayons de courbure sont limités inférieurement à 3 m et on majore le coefficient de frottement pour les rayons compris entre 3 et 6 m.

3.1.2.- le gradient thermique pris égal à 10°C sans charge d'exploitation ou à 5°C cumulable avec la charge d'exploitation. Conventionnellement ce gradient est pris linéaire entre les fibres supérieure et inférieure de la poutre.

3.1.3.- la redistribution des sollicitations par fluage pour laquelle nous prenons la plus défavorable des 3 règles suivantes dont les deux premières sont forfaitaires :

- soit S_1 la sollicitation avant fluage et S_2 la sollicitation calculée comme si l'ouvrage avait été coulé sur cintre général ; on justifie la structure sous $\frac{S_1 + S_2}{2}$, soit une redistribution égale à $\frac{S_2 - S_1}{2}$.
- la contrainte de compression avant fluage sur la fibre inférieure est au moins égale à 1,5 MPa pour les voussoirs coulés en place ou préfabriqués âgés de moins de 21 jours lors de la mise en précontrainte, et de 1,0 MPa pour les voussoirs préfabriqués âgés d'au moins 21 jours lors de la mise en précontrainte.
- « calcul scientifique » (sur ordinateur) tenant compte du calendrier exact de l'exécution et d'une loi de fluage bien choisie. Mais nous n'avons pas encore réussi à faire coïncider les résultats théoriques avec ceux de l'expérience, ce qui rend indispensables les deux premières règles.

3.1.4.- Diffusion et entraînement sous efforts concentrés.

Nous avons étendu aux caissons les règles utilisées pour les abouts de poutre, ce qui conduit pour l'instant à des ferrillages qui paraissent surabondants, mais que l'on est obligé de prévoir pour se placer dans le sens de la sécurité.

D'autre part pour les câbles arrêtés sur bossages dans une section courante du caisson nous imposons la prise en compte derrière ces bossages d'un effet d'entraînement pris égal forfaitairement à la moitié de l'effort ancré.

3.1.5.- Poussée au vide des dalles courbes

Nous renvoyons à notre communication au colloque de Liège.

3.1.6.- Effort tranchant

Une autre communication de M. VIRLOGEUX traite ce problème. Nous insistons seulement ici sur les difficultés posées par les armatures d'âme actives, dont l'efficacité est liée à leur espacement (elles doivent être assez rapprochées) ainsi qu'à l'absence d'entretoises voisines.

3.1.7.- Cumul d'efforts

Les méthodes utilisées sont conventionnelles et il serait abusif de cumuler simplement certains effets. Nous admettons donc des majorations des contraintes admissibles vis-à-vis de l'état-limite de service lorsque l'effet maximal se produit avec les tensions initiales de précontrainte (au moment de l'ancrage), car les contraintes ultérieures ne peuvent que diminuer. C'est ainsi que pour les aciers nous admettons de travailler aux trois quarts de la limite élastique au lieu des deux tiers ; pour le béton la majoration est de 1,15.

Les cumuls d'effort visent : l'effort tranchant général, la diffusion de la précontrainte (effet local supplémentaire), la poussée au vide.

3.2. - Dimensionnement des structures, dispositions constructives

L'application des règles ci-dessus conduit à des majorations de quantité par rapport aux ouvrages construits avant 1974.

3.2.1.- Pour le béton l'augmentation est d'environ 14 %. Les principales modifications sont dues à :

- les hauteurs à la clé qui se situent actuellement aux alentours de $\ell/30$ à $\ell/35$ (ℓ désignant la portée principale) alors qu'antérieurement on descendait jusqu'à $\ell/50$, voire exceptionnellement $\ell/60$.
- l'épaisseur de la dalle inférieure du caisson est maintenant d'au moins 18 cm au lieu de 14 cm. En outre, elle doit être au moins égale à 3 fois le diamètre des conduits de précontrainte disposés dans cette dalle et au tiers de l'épaisseur des âmes.
- pour l'épaisseur minimale des âmes il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 40 cm (pour des raisons de facilité de bétonnage).
- il est enfin imposé de prévoir systématiquement des goussets de raccordement entre les âmes et les dalles dans le but d'assurer une meilleure diffusion des efforts entre ces éléments.

3.2.2.- Pour les armatures de précontrainte longitudinales, le ratio est de l'ordre de 40 à 50 kg d'armatures par m^3 de béton avec des limites élastiques avoisinant 1 400 MPa. Ce ratio n'a pas subi de modification significative par rapport aux habitudes précédentes, mais il en résulte que les quantités totales de précontrainte ont augmenté dans la même proportion que le béton, soit 14 %.



3.2.3.- Pour les armatures passives (type béton armé) le ratio était de 60 à 80 kg/m³ à condition que la dalle supérieure du caisson ne fut pas précontrainte transversalement. Cette valeur qui s'est révélée nettement insuffisante, a été portée dans les ouvrages récents à 110 kg/m³ en moyenne avec des écarts d'environ ± 10 kg/m³.

Comme disposition constructive particulière signalons que nous imposons la continuité des armatures passives (par recouvrement) au droit des joints de voussoirs coulés en place.

3.2.4.- Des dispositions constructives importantes concernent :

- la possibilité de visiter commodément les ouvrages,
- la possibilité de vérifier les poutres sur les sommiers d'appui dans le but de remplacer les appareils d'appui ou de procéder à des mesures des réactions (pour contrôler le comportement de la structure).

4. MISE EN ŒUVRE

L'exécution des ouvrages, trop souvent médiocre, constitue l'une de nos préoccupations essentielles. De nouvelles règles ont été édictées, d'autres sont en cours de préparation. Les points les plus importants sont les suivants.

4.1. - Exécution de la précontrainte

Un effort doit être fait pour que les tracés de câblages réels s'éloignent le moins possible des tracés théoriques (les écarts constatés sur certains chantiers sont de l'ordre de la dizaine de cm) ; des tolérances raisonnables restent à fixer ; pour faciliter la mise en œuvre les projeteurs sont invités à présenter des câblages facilitant la mise en œuvre.

Un gros problème concerne la continuité des conduits de précontrainte au droit des joints qui présente deux aspects : la continuité de forme destinée à limiter les déviations angulaires et décalages, la continuité d'étanchéité destinée à éviter le cheminement du coulis d'injection au travers des joints. Des solutions partielles ont été envisagées, mais ne donnent pas encore entière satisfaction. Signalons cependant qu'une amélioration a été apportée dans le cas des voussoirs préfabriqués en imposant de les plaquer mutuellement par un brêlage provisoire des faces collées (avant mise en précontrainte) assurant une compression au moins égale à 0,1 MPa.

Pour les coulis d'injection la situation a été améliorée grâce à la mise au point de coulis spéciaux.

Enfin, des prescriptions ont été édictées pour imposer un minimum de rigidité des conduits en fonction des rayons de courbure et de la force de précontrainte.

4.2. - Mesure des coefficients de transmission

Des mesures systématiques du coefficient de transmission sont imposées. Rappelons que ce coefficient est défini comme le rapport des tensions entre une extrémité active (par laquelle on tend) et l'autre extrémité. Au vu des résultats, on peut décider de mettre en œuvre (éventuellement) une précontrainte additionnelle, étant précisé que l'on prévoit des gaines supplémentaires dont le nombre est compris entre 5 et 10 % du nombre théorique prévu au départ. Bien entendu les gaines non utilisées sont injectées.

4.3. - Effet des redistributions par fluage

D'autre part au cas où l'effet des redistributions par fluage s'avèrerait plus fort que prévu on prévoit des points d'ancrage destinés à pouvoir mettre en œuvre (si nécessaire) une précontrainte extérieure environ égale à 10 % de celle qui assure la continuité initiale. Cette possibilité permet aussi de renforcer ultérieurement l'ouvrage dans le but d'augmenter sa force portante vis-à-vis des charges d'exploitation.

Pour être efficaces les étriers actifs assurant la précontrainte verticale des âmes ne doivent pas subir des raccourcissements importants (vu leur longueur forcément courte), ce qui suppose un contrôle très strict des opérations d'ancrage avec remise en tension éventuelle.

5. CONCLUSIONS

Nous avons été amenés à édicter de nouvelles règles sur la conception et l'exécution des ponts routiers construits par encorbellements successifs ; elles conduisent à une augmentation des quantités de matière comprise entre 12 et 15 %.



L'augmentation du coût se situe évidemment dans la même proportion, ce qui n'a pas manqué de remettre en cause la concurrence avec les tabliers métalliques qui redeviennent compétitifs dans certains cas (pendant longtemps ils ont été nettement plus chers).

Les nouvelles règles donnent satisfaction, mais il n'en reste pas moins que ce type de construction réclame de nombreuses précautions particulières au niveau de la conception et de l'exécution.

Tous les problèmes ne sont pas réglés et nous poursuivons nos recherches, en ce qui concerne notamment les redistributions par fluage, les effets de diffusion et d'entraînement dus aux efforts concentrés dans les poutres caissons, l'exécution des joints.

Signalons enfin que la plupart des règles nouvelles évoquées ci-dessus débordent le cadre des ponts construits par encorbellements successifs et peuvent concerner d'autres structures moins fréquentes en France, telles que ponts poussés ou construits sur cintre auto-lanceur.

Leere Seite
Blank page
Page vide