

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte
Band: 60 (1990)

Artikel: Poutres mixtes acier-béton avec un système de précontrainte extérieure
Autor: Aribert, Jean-Marie / Hamadeh, Wadii / Chabrolin, Bruno
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-46521>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 10.01.2026

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

Poutres mixtes acier-béton avec un système de précontrainte extérieure

Stahl-Beton-Verbundträger mit einem von Aussen angebrachten Vorspannungssystem

Steel-Concrete Composite Girders with External Prestressing

J.-M. ALIBERT

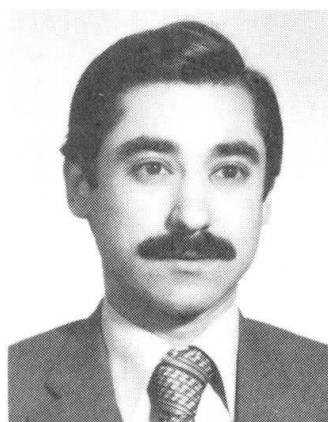
Prof. des Univ. INSA
Rennes, France



Jean-Marie Aribert, né en 1941, Ingénieur et Docteur es Sciences, enseigne la Mécanique des Structures à l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, depuis 1970. Il dirige un laboratoire orienté principalement vers la Construction Métallique et la Construction Mixte.

Wadii HAMADEH

Ingénieur
CTICM
Paris, France



Wadii Hamadeh, né en 1953, Ingénieur en Génie Civil Université d'Alep, Syrie, poursuit ses travaux au CTICM sur la précontrainte extérieure, en vue de l'obtention du grade de Docteur en Génie Mécanique à l'Université Pierre et Marie Curie (Paris VI).

Bruno CHABROLIN

Chef de Département
CTIM
Paris, France



Bruno Chabrolin, né en 1954, Ingénieur diplômé de l'Ecole Polytechnique et de l'ENPC, dirige actuellement au CTICM les activités de recherche : développement en Construction Métallique. Son activité s'est exercée dans le domaine des ouvrages d'art et des structures en mer.

RÉSUMÉ

Cette communication concerne la présentation d'un modèle original de calcul numérique, valable jusqu'à la ruine pour des poutres continues à précontrainte extérieure avec déviation du câble. Plusieurs exemples sont traités par le modèle et comparés aux résultats d'un dimensionnement simplifié aux états-limites de résistance et stabilité.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag beschreibt ein numerisches Rechenmodell für das Verhalten von Verbundträgern mit aussenliegender Vorspannung bis zum Versagen. Mehrere Beispiele werden vorgestellt und mit den Ergebnissen einer vereinfachten Bemessung für die verschiedenen Grenzzustände verglichen.

SUMMARY

In this article a numerical model of the behaviour up to failure of continuous composite beams prestressed by deviated exterior cables is presented. Examples of model predictions are compared to the results given by simplified design for the various limit states.



1. INTRODUCTION

Dans le domaine des poutres mixtes, un intérêt particulier semble être accordé actuellement à l'utilisation de systèmes de précontrainte extérieure, en particulier en France pour les ponts où les charges permanentes sont relativement importantes rapportées à la longueur des travées [1]. Avec le système de précontrainte considéré ici [2], on améliore évidemment le comportement de la dalle de béton en réduisant les zones de béton tendu aux appuis intermédiaires, mais ce système introduit aussi, au droit des déviateurs de câbles en partie courante, des efforts verticaux ascendants qui soulagent la structure de l'action des charges permanentes.

Peu de modèles de calcul non-linéaire semblent avoir été développés dans la littérature à ce sujet, et seulement pour des configurations simples [3]. La première partie de cette communication est consacrée précisément à la présentation succincte d'un modèle numérique, applicable à des poutres isostatiques ou hyperstatiques, intégrant le comportement non-linéaire des sections et des câbles ainsi que les phénomènes de frottement et de glissement au passage des déviateurs. On illustre ensuite les possibilités du modèle sur quelques exemples de poutres isostatiques et hyperstatiques avec des travées allant de 7,50 m à 30 m. Enfin, dans la troisième partie, une comparaison au modèle est effectuée à l'aide d'une approche analytique simplifiée aux états limites, sans négliger l'aspect du voilement de l'âme qui peut réduire l'efficacité du système.

2. MODELISATION NUMERIQUE

2.1. Présentation du type de poutre étudié

La géométrie présentée sera limitée au cas d'une poutre continue à deux travées (Fig. 1), le cas isostatique n'étant qu'un cas particulier et la généralisation à plus de deux travées ne soulevant pas de difficultés.

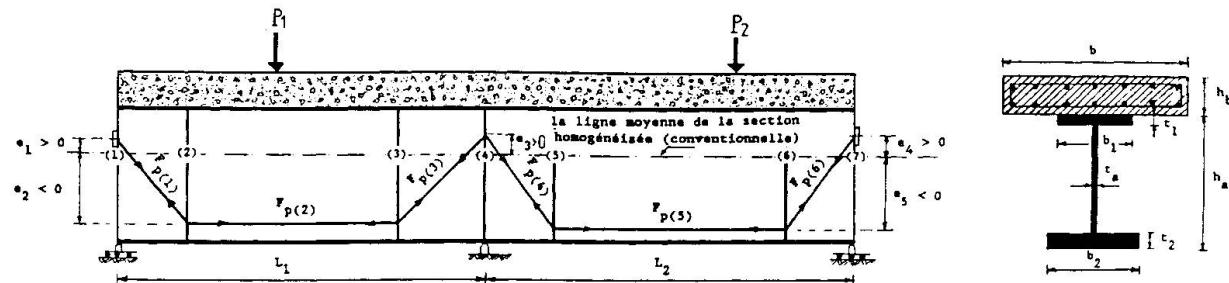


Fig. 1

Le câble de précontrainte est dévié ici deux fois par travée. Pour le chargement, on distingue la charge permanente, supposée répartie et fixe, des surcharges concentrées et appliquées de manière croissante jusqu'à la ruine. En outre, la connexion entre acier et béton sera supposée complète [4], ce qui autorisera à négliger le phénomène de glissement à l'interface. Enfin, pour traduire le comportement des matériaux, des lois relativement élaborées seront introduites dans le modèle, comme le montrent les figures 2a pour le béton, 2b pour l'acier et 2c pour le câble.

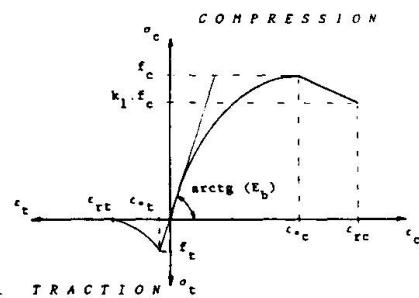


Fig. 2a

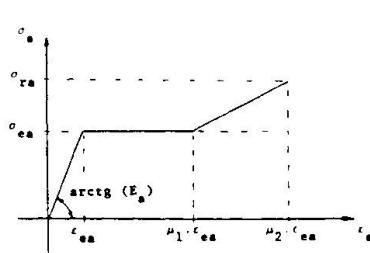


Fig. 2b

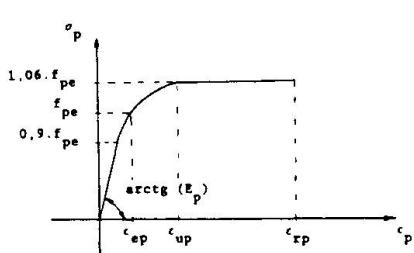


Fig. 2c

2.2 Modélisation préalable sans la présence de la précontrainte

Le module de calcul de base du programme développé se place dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire et sans précontrainte, la poutre étant découpée en éléments finis de barre le long de sa ligne moyenne (définie conventionnellement comme celle du centre de gravité de la section homogénéisée pour le comportement élastique initial); évidemment, chaque élément fini a des propriétés élastiques équivalentes a priori différentes. La résolution est

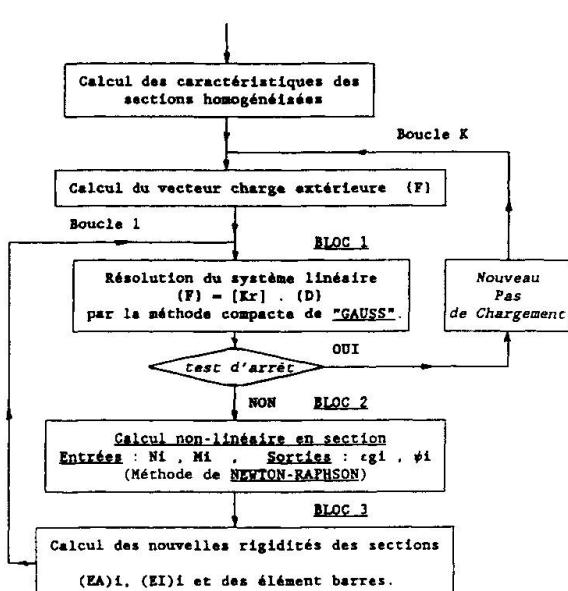


Fig. 3

effectuée par la méthode matricielle classique des déplacements. La non-linéarité de comportement de l'acier et du béton est résolue à l'aide d'un calcul itératif sécant (boucle d'indice ℓ dans l'organigramme de la figure 3), la réactualisation à chaque itération des rigidités axiale (EA_i) et flexionnelle (EI_i) d'une section quelconque i de la poutre étant faite à partir de l'effort normal N_i et du moment fléchissant M_i obtenus à l'itération $(\ell-1)$; en particulier, pour le calcul en section (bloc 2 sur l'organigramme), l'algorithme de calcul permettant de trouver la déformation axiale ϵ_i et la courbure Ψ_i en fonction de N_i et M_i a été rendu plus performant par l'utilisation d'une procédure itérative tangente de type Newton-Raphson, par comparaison à celui déjà publié [5]. On précise encore que les rigidités de chaque élément fini de barre sont obtenues par pondération de celles de plusieurs sections intermédiaires (bloc 3). L'organigramme très général de la figure 3 permet de résister, les uns par rapport aux autres, les différents calculs précédents, le test d'arrêt de la boucle ℓ étant basé sur l'écart relatif des efforts internes entre deux itérations successives (pris ici inférieur à 10^{-4}).

2.3 Généralisation du modèle en présence de la précontrainte

Seuls sont abordés ci-après les aspects originaux de cette généralisation.

2.3.1. Réduction du torseur des efforts de chaque déviateur au niveau de la ligne moyenne de la poutre.

Aux charges extérieures déjà mentionnées viennent s'ajouter les efforts exercés par le câble sur les déviateurs ; ces efforts peuvent être réduits sur la ligne moyenne de la poutre, au droit de chaque déviateur, comme le montre la figure 4 pour le cas des 7 déviateurs de la figure 1.

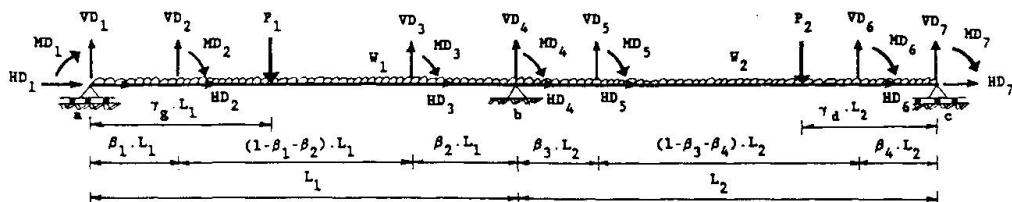


Fig. 4

Il est facile de calculer ces efforts réduits à partir des efforts dans le câble $F_p(1), F_p(2), \dots, F_p(6)$ supposés connus; par exemple, pour le déviateur 2, on a :

$$HD_2 = F_p(2) - F_p(1) \cos \alpha_1 ; \quad VD_2 = F_p(1) \sin \alpha_1 ; \quad MD_2 = HD_2 e_2 \text{ où } \alpha_1 \text{ désigne}$$

l'angle du segment de câble (1-2) par rapport à l'horizontale.

2.3.2. Actualisation de la position des déviateurs au cours du chargement

Les coordonnées des déviateurs, qui doivent être actualisées au cours du chargement, sont calculées par rapport à l'état de référence de la structure (état de mise en tension du câble, sans chargement). Connaissant les translations et la rotation de la section où se trouve le déviateur, il est aisément de calculer les coordonnées du déviateur à partir de l'hypothèse de Bernoulli (d'autant plus valable que la section a été nécessairement raidie). Si l'on fait l'hypothèse de non glissement du câble aux déviateurs, l'allongement de chaque segment de câble s'en déduit immédiatement, ainsi que sa variation de tension par rapport à l'état de référence.

2.3.3. Prise en compte du glissement du câble aux déviateurs

Désignant par $F^{(j,k)}$ et $F^{(j,k)}$ les tensions du câble respectivement à gauche et à droite du déviateur d , pour le stade de chargement (k) et à l'itération (j) de rééquilibrage de ces efforts, l'absence de tout glissement relève de la condition



suivante, où f est le coefficient de frottement retenu :

$$F_{p(d)} e^{-f\alpha_d^{(k)}} < F_{p(d-1)}^{(j,k)} < F_{p(d)} e^{f\alpha_d^{(k)}} \quad (1)$$

Si l'une des deux inégalités n'est pas satisfaite, il se produit un glissement $g_d^{(j,k)}$ que l'on peut calculer analytiquement en utilisant le module d'élasticité

tangente du câble (Fig. 2c) et qui se traduit par une redistribution des efforts dans les segments de câble ; par exemple, avec un glissement vers la droite, on a :

$$F_{p(d)}^{(j+1,k)} = F_{p(d)}^{(j,k)} - \Delta F_{p(d)}^{(j,k)} ; \quad F_{p(d-1)}^{(j+1,k)} = F_{p(d-1)}^{(j,k)} + \Delta F_{p(d)}^{(j,k)} \quad (2)$$

Le concept précédent peut être généralisé à deux déviateurs ou plus. En fait, à cause du comportement non-linéaire du câble, un calcul itératif est nécessaire pour déterminer $g_d^{(j,k)}$ et l'on a constaté à ce sujet que l'introduction d'un

coefficient d'amortissement numérique de 0.5 accélérerait la convergence.

2.3.4. Résolution numérique

La résolution du problème oblige à passer maintenant par trois grande boucles itératives ; par rapport à l'organigramme de la figure 3, une boucle d'indice j vient s'intercaler entre les boucles ℓ et k afin d'effectuer l'analyse du glissement des câbles au droit des déviateurs. Par ailleurs, par suite de l'interaction entre les variation d'effort dans le câble et la distribution des rigidités le long de la poutre, la boucle ℓ devient plus complexe. Pour assurer une bonne convergence, cette boucle ℓ a été décomposée en deux séquences, la première permettant le calcul des nouveaux efforts de câble pour une distribution fixée des rigidités, et la seconde celui des rigidités à partir des nouveaux efforts de câble. Le test d'arrêt pour chaque séquence est toujours basé sur l'écart relatif des efforts internes (précision de 10^{-4}). Un contrôle au niveau global de la boucle ℓ est également nécessaire sur l'écart relatif des efforts de câble (précision de 10^{-5}). Une fois la convergence acquise avec la boucle ℓ , on entre dans la boucle j pour vérifier si l'hypothèse de non glissement utilisée était valable et éventuellement corriger cette hypothèse conformément à ce qui a été exposé en 2.3.3. Pour terminer, on précise qu'au niveau de la boucle externe k , on distingue deux phases de calcul nettement séparées : l'une correspond à la mise en tension du câble jusqu'à la valeur de précontrainte désirée, l'autre au chargement proprement dit.

3. APPLICATIONS NUMÉRIQUES

On illustre les possibilités du modèle sur trois poutres, dont deux isostatiques de portées 7.5 et 30 m, et la troisième hyperstatique avec deux travées égales de 30 m. Les caractéristiques adoptées pour les matériaux sont les suivantes (cf Fig. 2 pour les notations) :

- profilé : $\sigma_{ea} = 240 \text{ MPa}$; $\sigma_{ra} = 360 \text{ MPa}$; $E_a = 210000 \text{ MPa}$; $\mu_1 = 10$; $\mu_2 = 30$
- armatures passives : $\sigma_{es} = 400 \text{ MPa}$; $E_s = 210000 \text{ MPa}$; $\mu_1 = 10$
- dalle béton : $f_c = 30 \text{ MPa}$; $f_t = 2.4 \text{ MPa}$; $E_b = 30000 \text{ MPa}$; $k_1 = 0.85$
 $\epsilon_{oc} = 0.28 \%$; $\epsilon_{rc} = 0.4 \%$; $\epsilon_{rt} = 0.2 \%$
- câbles : $f_{pe} = 1623 \text{ MPa}$; $E_p = 190000 \text{ MPa}$; $\epsilon_{up} = 2 \%$; $\epsilon_{rp} = 4 \%$

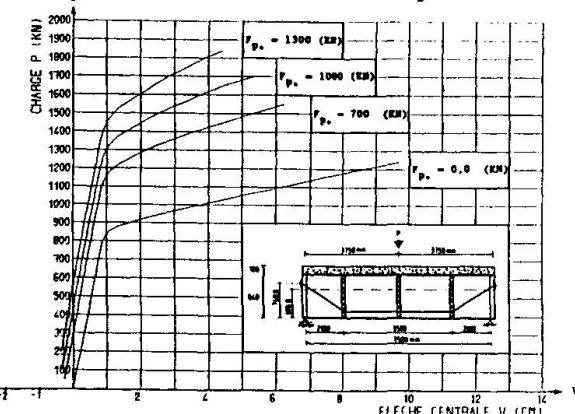


Fig. 5 : Influence de la valeur initiale de précontrainte sur l'évolution de la flèche centrale en fonction du chargement

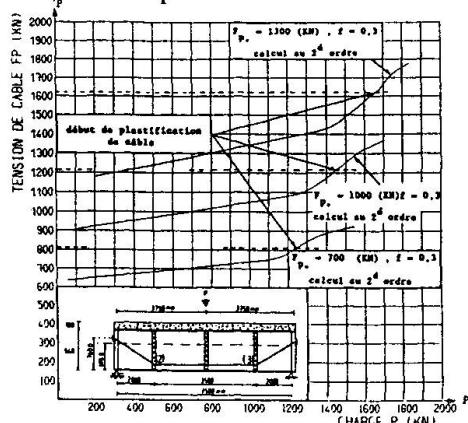


Fig. 6 : Influence de la valeur initiale de précontrainte sur l'évolution de la tension du câble (2-3) avec le chargement

La première poutre isostatique étudiée, de portée 7.50 m, a les dimensions de sections suivantes (en cm) : $b = 120$, $h_b = 10$, $h_a = 80$, $t_a = 0.4$, $b_1 = b_2 = 30$, $t_1 = t_2 = 2$.

Les résultats présentés aux figures 5 et 6 supposent une possibilité de glissement ($f = 0.3$) et tiennent compte d'un effet de 2^e ordre géométrique (moment fléchissant secondaire dû à la déformée de la poutre). L'évolution de la courbe "charge-flèche" est montrée à la figure 5 pour divers niveaux de précontrainte initiale; on note, par exemple, que lorsque F_{p0} passe de 0 à 1000 kN, la charge ultime passe de 1240 kN à 1700 kN. Parallèlement, le câble est amené à subir des surtensions plus marquées vers l'état limite ultime, en moyenne de 30 %, mais qui peuvent aller au-delà en partie centrale (fig. 6).

La deuxième poutre isostatique, de portée 30 m, a les dimensions de sections suivantes en cm : $b = 280$, $h_b = 22$, $h_a = 130$, $t_a = 1$, $b_1 = 40$, $b_2 = 55$, $t_1 = t_2 = 3$.

Pour une tension de câble réaliste, $F_{p0} = 4000$ kN, l'effet de précontrainte est

toujours aussi efficace sur la capacité portante qui passe de 1625 kN à 2230 kN (calcul au premier ordre), mais les effets du 2^e ordre géométrique sont ici plus importants (cf les courbes "charge-flèche" de la fig. 7), ramenant la capacité ultime de 2230 kN à 1945 kN. La poutre continue, avec deux travées égales de 30 m, a la même section que la poutre isostatique précédente. Avec la même tension de câble F_{p0} , le gain de capacité est plus important (P_u passant de 1745 kN à 2670 kN); ceci s'explique par la valeur faible de P_u en l'absence de précontrainte, due à la fissuration de la dalle sur appui intermédiaire.

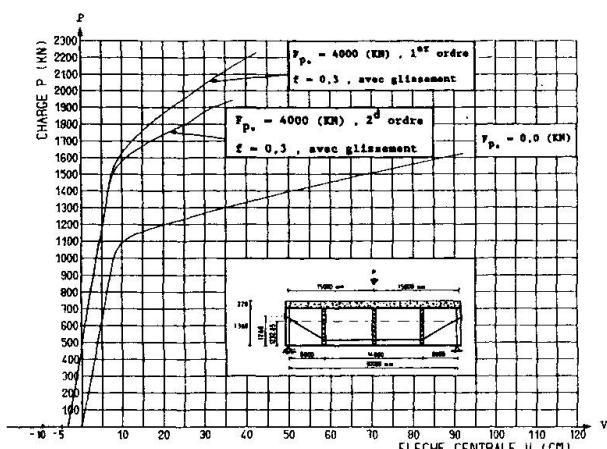


Fig. 7 : Influence des effets du 2^e ordre dans la poutre de portée 30 m

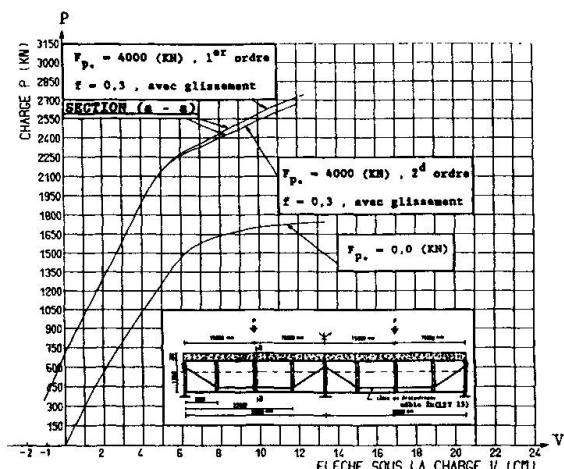


Fig. 8 : Courbes charge-flèche pour une poutre à deux travées de 30 m

Par ailleurs, les effets du 2^e ordre sont encore plus marqués, ce qui était prévisible (fig. 8). A noter encore, comme l'illustre la figure 9, que le déviateur 2 ne subit ici aucun glissement alors que le déviateur 3 se trouve soumis au glissement dès le début du chargement (toutefois avec une précharge P de 350 kN simultanément à la mise en tension); ce glissement du déviateur 3 a par ailleurs un effet favorable sur la surtension du segment de câble 2-3 qui est plus limitée (fig. 10).

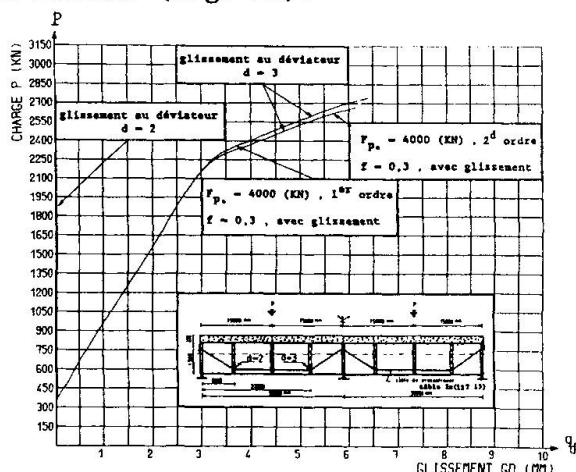


Fig. 9 : Charge-glisement aux déviateurs ($D=2$, $D=3$)

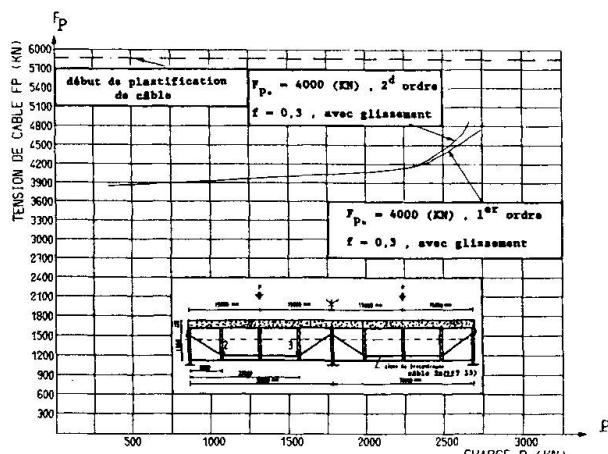


Fig. 10 : Evolution de la tension du câble 2-3



4. COMPARAISON AVEC UN DIMENSIONNEMENT AUX ETATS LIMITES

Il a paru utile de comparer les charges limites calculées à l'aide du modèle numérique à celles que peut fournir un modèle analytique simplifié basé sur des hypothèses classiques de résistance des matériaux et sur des dispositions réglementaires (règlement français sur les ponts mixtes [6] et EUROCODE 3 [7]). Sont examinés ici l'état limite d'utilisation de résistance et les états limites ultimes de résistance et de stabilité de l'âme. Pour la résistance, on ne retient que l'évolution des contraintes en section. Le calcul des sollicitations iso- ou hyperstatiques suppose une zone de béton fissurée de 20 % de chaque côté de l'appui intermédiaire. On considère les résistances de l'acier et du béton comme suit (le béton tendu ne résiste pas) :

- aux ELS : σ_{ea} , $0.6 f_c$, diagramme de déformations élastique (triangulaire),
- aux ELU : σ_{ea} , $0.85 f_c$, diagramme de déformations plastique (rectangulaire)

ces valeurs, étant jugées mieux correspondre aux hypothèses du modèle numérique que les valeurs réglementaires parfois différentes. Des calculs relativement simples permettent alors d'évaluer les charges limites selon le schéma de la figure 1 (poutre à 2 travées) aux ELS et aux ELU.

En ce qui concerne l'état limite ultime d'instabilité de l'âme, on a utilisé les prescriptions de l'EC3 et retenu la méthode la plus simple dite "post-critique" (cf. EC3 - Clause 5-6-4). L'EC3 introduit, outre le calcul de l'effort tranchant ultime au voilement, une règle d'interaction effort tranchant-moment fléchissant qui a été prise en compte. Le tableau 1 regroupe les résultats comparés à ceux du modèle numérique pour les trois poutres étudiées ici :

F_{po} (kN)	Mod. Numérique (*) sans voilement	Calcul analytique sans voilement	Résistance ultime au voilement (EC3)
1e poutre iso 1000	ELS 1195	1118	362
	ELU 1700	1477	
2e poutre iso 4000	ELS 1340	1361	1600
	ELU 1945	1718	
poutre hyperst. 4000	ELS 1685	1678	2100
	ELU 2670	2224	

(*) avec effet du 2e ordre

Table 1 : Comparaison de modèles

On voit sur ce tableau, la bonne concordance en ce qui concerne la résistance pure entre le modèle numérique et le modèle analytique (qui place logiquement en sécurité à l'ELU par non prise en compte du raffermissement de l'acier). On constate aussi que la première poutre, élancée ($\lambda = 200$), est très pénalisée par le voilement de l'âme.

5. CONCLUSIONS

Le modèle numérique présenté ici semble capable de simuler correctement, en fonction de divers paramètres, le comportement de poutres mixtes précontraintes jusqu'à la ruine, d'autant que l'on y a introduit un critère de résistance ultime au voilement de l'âme. A ce sujet, nous notons que, pour les configurations étudiées, le voilement de l'âme devient très pénalisant dès que l'élancement devient important. Il y a lieu d'examiner plus avant cette question pour justifier l'intérêt économique du procédé.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]. CAUSSE G. et DUVIARS M., Ouvrage à âme plissée mis en place par poussage. Charolles, France. Symposium AIPC, Paris-Versailles, 1987.
- [2]. VIRLOGEUX M., Bilan de la politique d'innovation dans le domaine des ouvrages d'art. Travaux, n°597, mars 1985.
- [3]. SAADATMANESH H., ALBRECHT P. et AYYUB B.M., Guidelines for flexural design of prestressed composite beams. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 115, n°11, novembre 1989
- [4]. Commission des Communautés Européennes. Eurocode n°4, chapitre 6, EUR 9886FR 1985
- [5]. ARIBERT J.M. et ABDEL AZIZ K., Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-béton. Revue Construction Métallique n°4-1985
- [6]. Circulaire n°81-63 du 28 juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton. Ministère des Transports, Fascicule spécial n°81-31 bis
- [7]. Eurocode n°3 Design of Steel Structures, Part. 1 General Rules and Rules for Buildings. Edited draft, issue 2, novembre 1989